



TUGAS AKHIR - RC14 1501

REDESAIN EMBUNG ANGSOCAH KABUPATEN SAMPANG

CHANDRA EKO PRASETYO
NRP. 3113 106 021

Dosen Pembimbing
Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, ST. MSc.
MOHAMAD BAGUS ANSORI, ST. MSc.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



TUGAS AKHIR - RC14 1501

REDESAIN EMBUNG ANGSOCAH KABUPATEN SAMPANG

**CHANDRA EKO PRASETYO
NRP. 3113 106 021**

**Dosen Pembimbing
Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, ST. MSc.
MOHAMAD BAGUS ANSORI, ST. MSc.**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**



FINAL PROJECT - RC14 1501

ANGSOKAH RESERVOIR REDESIGNING OF SAMPANG REGENCY

**CHANDRA EKO PRASETYO
NRP. 3113 106 021**

**Supervisor
Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, ST. MSc.
MOHAMAD BAGUS ANSORI, ST. MSc.**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016**

**REDESAIN EMBUNG ANGSOCAH KABUPATEN
SAMPANG**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
CHANDRA EKO PRASETYO
NRP. 3113 106 021

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, MSc. (Pembimbing I)

2. Mohamad Bagus Ansori, ST, MSc. (Pembimbing II)

**SURABAYA
JANUARI, 2016**

REDESAIN EMBUNG ANGSOCAH KABUPATEN SAMPANG

Nama : Chandra Eko Prasetyo
NRP : 3113106021
Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Techn. Umboro L, ST, MSc.
Mohamad Bagus Ansori, ST, MSc.

Abstrak

Pada musim kemarau sebagian besar wilayah di Kabupaten Sampang sering mengalami kekeringan. sungai-sungai yang pada musim penghujan banyak terdapat air, pada musim kemarau menjadi berkurang airnya dan di sebagian kawasan terkadang menjadi kering. Sungai Omben adalah salah satu sungai yang pada musim kemarau akan mengalami kekeringan. Kondisi ini membuat masyarakat di sepanjang sungai Omben khususnya masyarakat desa Angsoch kecamatan Omben mengalami kesulitan untuk mendapatkan air bersih. Dari identifikasi data curah hujan 10 tahun dan topografi, pembangunan embung merupakan salah satu alternatif yang dapat diterapkan dalam mengatasi kekurangan air di Desa Angsoch.

Perhitungan – perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan Embung Angsoch ini meliputi analisa kebutuhan air menggunakan metode linier geometri, analisa kapasitas tampungan menggunakan lengkung kapasitas dan kurva massa, perhitungan curah hujan rencana menggunakan metode pearson type III , debit rencana menggunakan metode hidrograf Nakayasu, penelusuran banjir menggunakan metode tahap demi tahap (*step by step*), analisa kestabilan *spillway* terhadap guling, geser, tegangan tanah dan ketebalan lantai, analisa kestabilan tubuh bendungan terhadap longsor metode *Fellenius* dan dengan program DX-STABL pada saat kondisi embung masih kosong, pada saat muka air maksimum (banjir), pada saat elevasi muka air

$\frac{3}{4}$ tinggi muka air maksimum, pada saat elevasi muka air $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum, dan pada saat elevasi muka air sama dengan elevasi *dead storage*.

Dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh proyeksi jumlah penduduk pada tahun 2039 sebanyak 2877 jiwa dengan kebutuhan air per orang 100 lt/org/hr, kebutuhan air rencana $3,663 \text{ m}^3/\text{dtk}$, kapasitas tampungan sebesar $64752,919 \text{ m}^3$, curah hujan rencana periode ulang 25 tahun sebesar 129,354 mm, debit rencana periode ulang tahun sebesar $13,029 \text{ m}^3/\text{detik}$, mercu *spillway* menggunakan mercu Ogee Tipe I dengan elevasi mercu pada +103,00 dan elevasi muka air banjir pada +104,02. Tubuh bendungan menggunakan urugan tanah dengan kemiringan hulu dan hilir tubuh bendungan adalah 1 : 2, elevasi puncak berada pada +106,50 dan elevasi dasar berada pada +95,00. Tinggi jagaan tubuh bendungan dipakai sebesar 2 m. Tubuh bendungan diperkuat dengan *geotextile* dipasang melintang 11 lapis type *geotextile* yang dipilih adalah type Stablenka 800/100, sedangkan arah memanjang dipasang Geomembran HDPE tebal 2 mm. Saluran pengambilan menggunakan pipa HDPE diameter 0,20 m yang selanjutnya ditampung di bak penampungan air.

Kata kunci : kebutuhan air, embung, *spillway*, *geotextile*

ANGSOKAH RESERVOIR REDESIGNING OF SAMPANG REGENCY

Name : Chandra Eko Prasetyo
NRP : 3113106021
Department : Teknik Sipil FTSP – ITS
Supervisor : Dr. Techn. Umboro L., ST. MSc.
Mohamad Bagus Ansori, ST. MSc.

Abstract

The large part of area Sampang regency usually drought in dry season. Many rivers always have much water in rainy season, and then get drought in dry season. Omben rivers is one of those rivers. This condition is make people along the river Omben, specially in Angsokah village Omben Subdistrict difficult to get clean water. From the identification of 10 years rainfall data and topography, the construction of dam is one alternative that can be applied to overcome water shortage in the village Angsokah.

The design of Angsokah dams includes analysis of water demand using the linear geometry methods, analysis using a curved storage capacity building and mass curves, rainfall calculation plans using Pearson type III, the discharge using Nakayasu hydrograph methods, flood reservoir using step by step methods, analysis of the stability of the spillway against rolling, sliding, ground voltage and the thickness of the floor, the analysis of the stability of the main dam to landslides Fellenius methods and DX-Stabl programs using in five condition (reservoir is empty, water level maximum or flood , water level $\frac{3}{4}$ maximum water level, water level $\frac{1}{2}$ maximum water level, and water level is equal to the elevation of dead storage).

From the calculations with the projection of population in the year 2039 obtained 2877 lives with water demand every person of 100 liters / person / day, water needs plan $3,663 \text{ m}^3 / \text{sec}$, storage capacity of $64752,919 \text{ m}^3$, plans rainfall return period of 25 years at 129,354 mm, year return period discharge of $13,029 \text{ m}^3 /$

sec, lighthouse Ogee spillway using Type I with a lighthouse at +103,00 elevation and flood water level at +104,02. The main dams uses land fill, upstream and downstream slope of the main dam is 1: 2, peak elevation is at +106,50 and the base elevation is at +95,00. Surveillance height of 2,00 m dam used. The main dam set across reinforced with 11 layers of geotextile, geotextile type selected is Stabilenka 800/100 type, while the longitudinal direction of HDPE geomembrane with 2 mm thick installed. Intake use of HDPE pipe diameter of 0,20 m which subsequently accommodated in water tank.

Key word : water needs, reservoir, spillway, geotextile

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan berkat, rahmat dan karunia – NYA sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul ”Redesain Embung Angsokah Kabupaten Sampang”.

Adapun pembuatan Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis sangat sadari bahwa Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari banyak pihak. Untuk itu kami ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar – besarnya kepada :

1. Allah Tuhan YME atas segala kesempatan, rahmat, rezeki yang terus menerus tercurah pada diri penulis.
2. Ibunda Sri Jatun dan Ayahanda Hadi Purwanto yang selalu memberikan doa, kasih sayang, arahan, bimbingan dan dukungannya baik moral maupun material.
3. Bapak Dr. Techn. Umboro L, ST. MSc. dan Bapak Mohamad Bagus Ansori, ST. MSc. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang sudah meluangkan banyak waktu untuk memberikan bimbingan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir dengan penuh kesabaran.
4. Teman-teman kuliah di Jurusan Teknik Sipil ITS semua yang telah banyak membantu dalam pembuatan Tugas Akhir ini.
5. Semua pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu – persatu yang telah memberikan bantuan secara ikhlas.

Penulis menyadari bahwa masih banyak terdapat kekurangan dan kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran

yang sifatnya membangun dari semua pihak untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.

Besar harapan penulis agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua. Amin.

Surabaya, Januari 2016

Penulis

DAFTAR ISI

Lembar Pengesahan	i
Abstrak	ii
Kata Pengantar	iv
Daftar isi	vi
Daftar tabel	x
Daftar gambar	xiv
Daftar lampiran	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar belakang	1
1.2. Perumusan masalah	2
1.3. Tujuan	2
1.4. Batasan masalah	2
1.5. Manfaat	3
1.6. Peta lokasi	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Hasil studi yang telah dilakukan	5
2.2. Analisa proyeksi penduduk	5
2.3. Kebutuhan air domestik	6
2.4. Perhitungan curah hujan rata-rata.....	6
2.5. Analisa Frekuensi	9
2.6. Uji kecocokan distribusi frekuensi curah hujanrencana.....	11
2.6.1. Uji Chi – Kuadrat (<i>Chi – Square</i>).....	12
2.6.2. Uji Smirnov – Kolmogorov	14
2.7. Perhitungan hidrograf	17
2.7.1. Metode Nakayasu.....	17
2.8. Lengkung Kapasitas Waduk.....	18
2.9. Evaporasi.....	19
2.10. Analisa Debit Tersedia Dengan Metode FJ Mock.....	20
2.11. Kapasitas mati (<i>dead storage</i>)	23
2.11.1. Keseimbangan air (<i>water balance</i>)	24
2.12. <i>Reservoir routing</i> (penelusuran banjir)	25
2.13. Analisa hidrolika bangunan pelimpah (<i>spillway</i>)	27
2.14. Pemilihan mercu <i>spillway</i> Tipe Ogee	37

2.15. Analisa tubuh bendungan	39
2.15.1. Perencanaan tinggi bendungan	39
2.15.2. Perencanaan tinggi bebas (<i>freeboard</i>) bendungan	39
2.15.3. Perencanaan lebar mercu bendungan	40
2.15.4. Perencanaan formasi garis depresi.....	40
2.16. Analisa stabilitas <i>spillway</i>	42
2.16.1. Stabilitas terhadap rembesan	42
2.16.2. Stabilitas terhadap gaya tekan ke atas	42
2.16.3. Stabilitas terhadap guling	43
2.16.4. Stabilitas terhadap geser	43
2.16.5. Kontrol ketebalan lantai	43
2.16.6. Stabilitas terhadap daya dukung tanah	44
2.17. Analisa stabilitas tubuh bendungan	44
2.17.1. Perhitungan Stabilitas dengan Program Bantu DXSTABL.....	45
2.17.2. Material <i>Geosynthesis</i>	46
2.17.3. Perkuatan Tubuh Bendungan Embung Dengan <i>Geotextile</i>	46
2.17.4. Kebutuhan <i>Geotextile</i>	50
BAB III METODOLOGI.....	51
3.1. Studi literatur	51
3.2. Pengumpulan data	51
3.3. Penyelesaian masalah	52
BAB IV ANALISA HIDROLOGI	59
4.1. Kebutuhan air penduduk	59
4.2. Analisa curah hujan rata – rata	61
4.3. Perhitungan parameter statistik	67
4.4. Uji kesesuaian distribusi	86
4.4.1. Uji Chie Kuadrat	86
4.4.2. Uji Smirnov-Kolmogorov	88
4.5. Perhitungan distribusi hujan	90
4.5.1. Perhitungan hujan rata – rata sampai jam ke – t ..	90
4.5.2. Perhitungan tinggi hujan pada jam ke – t	91
4.5.3. Perhitungan curah hujan efektif	91
4.6. Perhitungan debit banjir rencana	93

4.7. Evaporasi	102
4.8. Perhitungan Debit dengan Metode FJ. Mock.....	103
4.9. Perhitungan lengkung kapasitas embung	111
4.10. Kapasitas mati	112
4.11. Kapasitas efektif	113
4.12. <i>Reservoir routing</i> (penelusuran banjir di waduk).....	116
BAB V BANGUNAN PELIMPAH	125
5.1. Analisa mercu pelimpah	125
5.2. Saluran pengarah	128
5.3. Saluran pengatur	128
5.4. Saluran peluncur	131
5.5. Kolam olak	135
5.6. Analisa kestabilan <i>spillway</i>	136
5.6.1. Kondisi muka air setinggi mercu pelimpah	136
5.6.2. Kondisi muka air banjir	143
BAB VI ANALISA TUBUH BENDUNGAN.....	151
6.1. Penentuan tinggi bendungan.....	151
6.2. Penentuan lebar mercu bendungan	151
6.3. Penentuan kemiringan lereng bendungan.....	151
6.4. Penentuan formasi garis depresi (rembesan)	153
6.4.1. Pada saat muka air maksimum (banjir)	153
6.4.2. Pada saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum (banjir)	154
6.4.3. Pada saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum (banjir)	155
6.4.4. Pada saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i>	156
6.5. Stabilitas tubuh bendungan.....	162
6.5.1. Pada saat embung kosong	164
6.5.2. Pada saat elevasi MA maksimum (banjir)	167
6.5.3. Pada saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum	171
6.5.4. Pada saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum	175
6.5.5. Pada saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i>	179

6.6. Perencanaan <i>Geotextile</i>	184
6.7. Perhitungan dimensi saluran pengambilan (<i>intake</i>).....	197
6.8. Kondisi aliran saluran buatan.....	198
BAB VII KESIMPULAN	199
7.1. Kesimpulan	199
DAFTAR PUSTAKA	201
BIODATA PENULIS	203
LAMPIRAN	204

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Kebutuhan air domestik	6
Tabel 2.2. Nilai k Distribusi Pearson Tipe III	11
Tabel 2.3. Nilai kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (uji satu sisi).....	14
Tabel 2.4. Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov.....	15
Tabel 2.5. Nilai Soil Moisture Capacity (SMC) Untuk Berbagai Tipe Tanaman dan Tipe tanah.....	21
Tabel 2.6. Angka Sedimentasi.....	24
Tabel 2.7. Harga – harga K dan n	37
Tabel 2.8. Standar tinggi ruang bebas menurut JANCOLD.....	40
Tabel 2.9. Angka rembesan lane	42
Tabel 2.10. Tabel nilai sudut β , ϕ , dan α	45
Tabel 4.1. Laju pertumbuhan rata – rata penduduk	60
Tabel 4.2. Perhitungan proyeksi kebutuhan air penduduk	61
Tabel 4.3. Luas Pengaruh Stasiun Hujan terhadap DAS.....	64
Tabel 4.4. Data Hujan Rata-rata Tahunan Untuk Mencari Prosentase.....	65
Tabel 4.5. Menghitung Data Curah Hujan Maksimum Metode Polygon Thiessen Dan Data Yang Hilang.....	66
Tabel 4.6. Kriteria Pemilihan Jenis Distribusi Frekuensi.....	67
Tabel 4.7. Perhitungan Parameter Statistik Distribusi Normal.....	68
Tabel 4.8. Faktor Frekuensi Untuk Sebaran Normal.....	70
Tabel 4.9. Perhitungan Curah Hujan Rencana	71
Tabel 4.10. Nilai Variabel Reduksi Gumbel.....	72
Tabel 4.11. Perhitungan Parameter Statistik Distribusi Gumbel....	73
Tabel 4.12. Tabel Harga Reduced Mean (Y_n).....	74
Tabel 4.13. Tabel Harga Reduced Deviation (S_n).....	75
Tabel 4.14. Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.....	77
Tabel 4.15. Perhitungan Parameter Statistik Cara Logaritma.....	78
Tabel 4.16. Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.....	80
Tabel 4.17. Hasil Perhitungan Parameter Statistik Pearson Type III.....	80

Tabel 4.18. Hujan Rencana Dengan Metode Pearson Tipe III.....	82
Tabel 4.19. Perhitungan Parameter Statistik Cara Logaritma.....	84
Tabel 4.20. Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana....	86
Tabel 4.21. Rekapitulasi Perhitungan Syarat Distribusi.....	86
Tabel 4.22. Nilai Kritis.....	87
Tabel 4.23. Perhitungan Uji Chi Kuadrat	88
Tabel 4.24. Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov.....	89
Tabel 4.25. Angka Koefisien Pengaliran.....	92
Tabel 4.26. Curah Hujan Efektif.....	92
Tabel 4.27. Curah Hujan Efektif Jam – jaman.....	93
Tabel 4.28. Kurva Naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 0,9880$).....	95
Tabel 4.29. Kurva Turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$) atau ($0,988 < t < 1,346$).....	95
Tabel 4.30. Kurva Turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$) atau ($1,346 < t < 1,883$).....	96
Tabel 4.31. Kurva Turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$) atau ($t > 1,883$).....	96
Tabel 4.32. Hidrograf Banjir 25 Tahun.....	98
Tabel 4.33. Tekanan Uap Jenuh.....	102
Tabel 4.34. Perhitungan Evaporasi.....	103
Tabel 4.35. Perhitungan Curah Hujan 10 Harian.....	107
Tabel 4.36. Perhitungan Debit Andalan Metode <i>Fj Mock</i>	110
Tabel 4.37. Perhitungan Lengkung Kapasitas.....	111
Tabel 4.38. Perhitungan Kapasitas Efektif.....	114
Tabel 4.39. Hujan Rencana Dengan Metode Pearson Tipe III.....	119
Tabel 4.40. Penelusuran Banjir (Reservoir Routing) Pada Pelimpah.....	121
Tabel 5.1. Perhitungan lengkung hilir pelimpah	126
Tabel 5.2. Perhitungan coba – coba saluran transisi	131
Tabel 5.3. Perhitungan coba – coba saluran peluncur lurus .	132
Tabel 5.4. Perhitungan coba – coba saluran peluncur terompet.....	134
Tabel 5.5. Perhitungan <i>uplift pressure</i> pada tiap titik	137

Tabel 5.6. Perhitungan titik berat konstruksi	138
Tabel 5.7. Perhitungan momen	140
Tabel 5.8. Resultan gaya horizontal, vertikal, dan <i>uplift</i>	141
Tabel 5.9. Perhitungan <i>uplift pressure</i> pada tiap titik	144
Tabel 5.10. Perhitungan titik berat konstruksi	145
Tabel 5.11. Perhitungan momen	147
Tabel 5.12. Resultan gaya horizontal, vertikal, dan <i>uplift</i>	148
Tabel 6. Tabel nilai intensitas seismic gempa.....	152
Tabel 6.1. Koordinat garis depresi pada saat muka air banjir ...	154
Tabel 6.2. Koordinat garis depresi pada saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum	155
Tabel 6.3. Koordinat garis depresi pada saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum	156
Tabel 6.4. Koordinat garis depresi pada saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i>	157
Tabel 6.5. Perhitungan kestabilan saat embung kosong	165
Tabel 6.6. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA maksimum (banjir) lereng hulu.....	167
Tabel 6.7. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA maksimum (banjir) lereng hilir.....	169
Tabel 6.8. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum lereng hulu	171
Tabel 6.9. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum lereng hilir	173
Tabel 6.10. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum lereng hulu	175
Tabel 6.11. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum lereng hilir	177
Tabel 6.12. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i> lereng hulu	179
Tabel 6.13. Perhitungan kestabilan saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i> lereng hilir	181

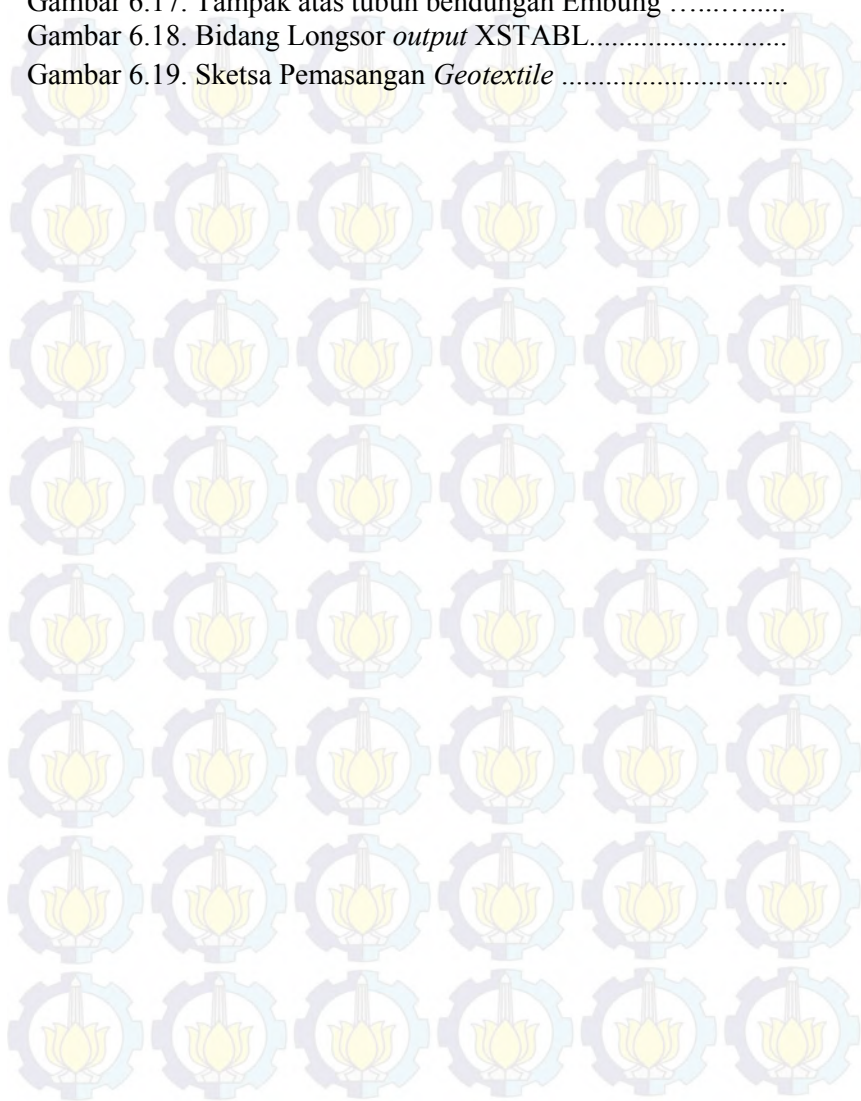
Tabel 6.14. Rekapitulasi stabilitas tubuh bendungan metode <i>Fellenius</i>	183
Tabel 6.15. Hasil Boring Log Lokasi Embung	187
Tabel 6.16. Hasil Perhitungan Momen Penahan oleh <i>Geotextile</i> dan Panjang <i>Geotextile</i> di Belakang Bidang Longsor	193
Tabel 6.17. Hasil Perhitungan Panjang <i>Geotextile</i> di Depan Bidang Longsor.....	194
Tabel 6.18. Hasil Perhitungan Kebutuhan Total <i>Geotextile</i>	194
Tabel 6.19. Harga-harga N_c , N , N_q dari <i>Caqut</i> dan <i>Kerisel</i>	196

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Lokasi Embung Angsokah.....	4
Gambar 2.1. Cara Thiessen	8
Gambar 2.2. Grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume	19
Gambar 2.3. Skema tipe bangunan pelimpah	28
Gambar 2.4. Saluran Transisi	31
Gambar 2.5. Skema Saluran Peluncur	32
Gambar 2.6. Bentuk kolam olakan datar tipe I	33
Gambar 2.7. Bentuk kolam olakan datar tipe II	34
Gambar 2.8. Bentuk kolam olakan datar tipe III	34
Gambar 2.9. Bentuk kolam olakan datar tipe IV	35
Gambar 2.10. Grafik hubungan antara bilangan froude dengan nilai $L/D2$	36
Gambar 2.11. Bentuk bendung mercu Ogee Tipe I (<i>U.S.Army Corps of Engineers, Waterways Experimental Station</i>)	38
Gambar 2.12. Penampang tinggi bendungan.....	39
Gambar 2.13. Garis depresi	41
Gambar 2.14 Bidang longsor bendungan urugan	44
Gambar 2.15. Fungsi <i>Geotextile</i> Sebagai Stabilisator <i>Embankment</i>	47
Gambar 2.16. Gaya-gaya pada <i>Internal stability</i>	47
Gambar 2.17. Gaya-gaya pada <i>Foundation stability</i>	48
Gambar 2.18. Gaya tarik <i>geotextile</i> pada <i>overall stability</i>	59
Gambar 3.1. Diagram alir pengerjaan tugas akhir	57
Gambar 4.1. Wilayah Kabupaten Sampang.....	62
Gambar 4.2. Peta Topografi Kabupaten Sampang.....	63
Gambar 4.3. Luas Stasiun Hujan Metode Thiessen Polygon.....	64
Gambar 4.4. Grafik unit hidrograf periode ulang 25 tahun.....	100
Gambar 4.5. Grafik unit hidrograf periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100 tahun.....	101
Gambar 4.6. Grafik hubungan elevasi, luas genangan, dan volume	112
Gambar 4.7. Kurva massa debit <i>inflow</i> dan <i>outflow</i>	115

Gambar 4.8. Elevasi Rencana Mercu Bendung	116
Gambar 4.9. Grafik hubungan elevasi, tampungan, <i>outflow</i> pada pelimpah.....	119
Gambar 4.10. <i>Rating curve</i> pada pelimpah.....	120
Gambar 4.11. Grafik <i>inflow</i> dan <i>outflow</i>	124
Gambar 5.1. Grafik lengkung mercu Hilir	126
Gambar 5.2. Penampang mercu pelimpah	127
Gambar 5.3. Skema penampang memanjang saluran pengatur.	128
Gambar 5.4. Garis energi saluran peluncur lurus	131
Gambar 5.5. Garis energi saluran peluncur terompet	133
Gambar 6.1. Potongan melintang rencana bendungan.....	153
Gambar 6.2. Garis depresi saat MA maksimum (banjir)	158
Gambar 6.3. Garis depresi saat elevasi $\frac{3}{4}$ MA maksimum	159
Gambar 6.4. Garis depresi saat elevasi $\frac{1}{2}$ MA maksimum	160
Gambar 6.5. Garis depresi saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i>	161
Gambar 6.6. Bidang longsor	163
Gambar 6.7. Bidang longsor saat embung kosong	166
Gambar 6.8. Bidang longsor saat muka air maksimum lereng hulu.....	168
Gambar 6.9. Bidang longsor saat muka air maksimum lereng hilir.....	170
Gambar 6.10. Bidang longsor saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum lereng hulu	172
Gambar 6.11. Bidang longsor saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum lereng hilir	174
Gambar 6.12. Bidang longsor saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum lereng hulu.....	176
Gambar 6.13. Bidang longsor saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum lereng hilir.....	178
Gambar 6.14. Bidang longsor saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i> lereng hulu	180
Gambar 6.15. Bidang longsor saat elevasi MA sama dengan elevasi <i>dead storage</i> lereng hilir	182

Gambar 6.16. Output stabilitas tubuh bendungan (XSTABL).....	183
Gambar 6.17. Tampak atas tubuh bendungan Embung	184
Gambar 6.18. Bidang Longsor <i>output</i> XSTABL.....	188
Gambar 6.19. Sketsa Pemasangan <i>Geotextile</i>	193



DAFTAR LAMPIRAN

Gambar Site Plan	
Gambar Potongan	
Gambar Detail	
Gambar Uplift Pressure	
Gambar Tampunguan Embung	
<i>Output</i> SF DXSTABL.....	

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Desa Angsokah merupakan salah satu desa di Kecamatan Omben, Kabupaten Sampang Pulau Madura. Kabupaten Sampang secara umum mempunyai curah hujan yang relatif rendah atau sekitar setengah dari curah hujan di Jawa atau sekitar 1.200 mm/tahun. Kabupaten Sampang terdiri dari 14 kecamatan yang terdiri dari 186 desa. Desa-desa tersebut sebagian besar merupakan desa rawan air atau sulit air salah satu desa yang mengalami ialah Desa Angsokah. Kondisi struktur geologi / lapisan tanah relatif homogen yang kedap air sehingga permasalahan pokok yang dihadapi daerah ini adalah kesulitan air pada musim kemarau dan terjadi banjir pada musim penghujan. Air tanah yang sangat terbatas dan hanya dititik-titik tertentu saja yang bisa dikembangkan, hal ini membuat wilayah di Kabupaten Sampang sebagian besar terkenal kering dan tertinggal dibandingkan dengan daerah lainnya dibagian utara. Dasar inilah yang mendorong untuk terus mencari lokasi yang bisa digunakan untuk menampung air hujan. Untuk mengatasi permasalahan tersebut perlu dikembangkan potensi sumber daya air dengan membangun waduk kecil atau embung di Desa Angsokah. Desa Angsokah terletak disebelah Timur Laut Kota Sampang dengan jarak 13,00 km. Batas – batas Desa Angsokah Kecamatan Omben adalah sebagai berikut:

Sebelah Utara	: Desa Rapa Laok dan Desa Rongoalem
Sebelah Timur	: Desa Omben
Sebelah Selatan	: Desa Sogian dan Desa Napo
Sebelah Barat	: Desa Jragoan.

Embung ini berfungsi untuk menyimpan air hujan pada saat musim penghujan dan dapat dimanfaatkan pada saat musim kemarau. Rencana bangunan embung Angsokah yang diusulkan merupakan bekas dari embung lama yang dibangun oleh Dinas Perhutani. Dalam perencanaan Embung terdapat beberapa aspek

yang perlu diperhatikan antara lain, kapasitas embung, kekuatan dan kestabilan konstruksi, efisiensi dan ketepatan prosedur perhitungan yang sesuai dengan standar teknis yang berlaku.

1.2 Perumusan Masalah

1. Berapa kebutuhan air baku yang diperlukan di Desa Angsokah ?
2. Berapa volume air yang masuk ke dalam embung ?
3. Apakah volume embung yang direncanakan memenuhi kebutuhan air baku di Desa Angsokah ?
4. Bagaimana desain konstruksi bendungan dan bangunan pelimpah ?
5. Berapa lapis *geotextile* yang dibutuhkan agar mampu memberi kekuatan pada konstruksi bendungan ?

1.3 Tujuan

Dengan rumusan masalah tersebut di atas maka tujuan yang diharapkan adalah sebagai berikut :

1. Dapat mengetahui kebutuhan air baku di Desa Angsokah.
2. Dapat mengetahui volume tampungan embung.
3. Dapat mengetahui debit *inflow* dan *outflow* untuk memenuhi kebutuhan air baku di Desa Angsokah.
4. Dapat mengetahui dimensi konstruksi bendungan dan bangunan pelimpah.
5. Dapat mengetahui metode perkuatan konstruksi bendungan yaitu dengan *geotextile*.

1.4 Batasan Masalah

1. Tidak membahas analisa ekonomi.
2. Tidak membahas metode pelaksanaan.
3. Perencanaan konstruksi embung hanya mencakup tubuh bendungan dan pelimpah (*spillway*).
4. Perencanaan embung ini hanya untuk memenuhi kebutuhan air baku beberapa dusun di Desa Angsokah.

1.5 Manfaat

Tugas akhir ini didapatkan perhitungan yang tepat sehingga Embung yang direncanakan dapat memberikan manfaat yang optimal bagi masyarakat di Desa Angsokah.

1.6 Peta Lokasi

Embung Angsokah terletak Desa Angsokah Kecamatan Kecamatan Omben Kabupaten Sampang Madura. Letak geografisnya $07^{\circ} 03' 52,8''$ Lintang Selatan dan $113^{\circ} 15' 06''$ Bujur Timur. Lokasi dan kondisi embung saat ini tertera seperti yang ditunjukkan pada gambar 1.1.



Gambar 1.1. Peta Lokasi



Gambar 1.1.1 Kondisi *Existing* Embung Angsokah

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Hasil studi yang telah dilakukan

Studi yang telah dilakukan adalah SID Embung Angsokah Kabupaten Sampang yang dikerjakan oleh PT. Angga Anugrah Konsultan tahun 2013 dengan pemilik proyek Dinas Pekerjaan Umum Balai Besar Wilayah Sungai Brantas. Dengan data – data hasil perencanaan sebagai berikut :

❖ Tubuh Bendungan	
Tipe bendungan	: <i>Earthfill dam</i> (urugan tanah)
Elevasi puncak tubuh bendungan	: +103,00
Lebar puncak tubuh bendungan	: 5 m
Panjang tubuh bendungan	: 102,6 m
Tinggi bendungan	: 11 m
Volume tampungan efektif	: 69.600 m ³
❖ <i>Spillway</i> / Bangunan Pelimpah	
Jenis konstruksi	: Pasangan Batu Kali
Panjang <i>Spillway</i>	: 36,00 m
Lebar <i>Spillway</i>	: 5,20 m
Elevasi <i>Spillway</i>	: + 103,00 m

2.2 Analisa Proyeksi Penduduk

Metode yang digunakan dalam memproyeksi pertumbuhan penduduk adalah Metode Geometri, dengan rumus sebagai berikut :

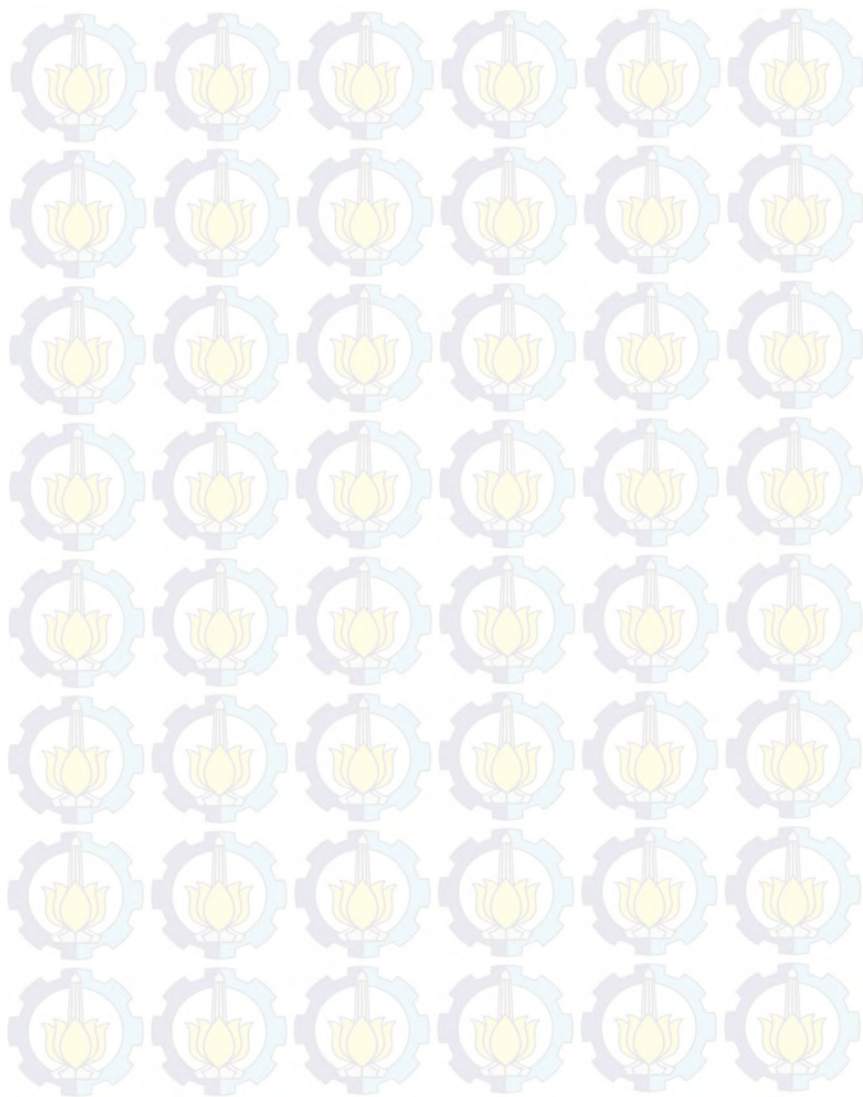
$$Pt = Po(1 + r)^t \dots\dots\dots (2.1)$$

(Ir. Sarwoko Mangkudiharjo, 1985)

Dimana :

Pt = jumlah penduduk pada t tahun mendatang

Po = jumlah penduduk pada awal tahunproyeksi



daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut.

1. Cara rata – rata aljabar

Cara ini adalah perhitungan rata-rata secara aljabar curah hujan di dalam dan disekitar daerah yang bersangkutan.

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \dots + R_n) \dots \dots \dots (2.2)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana:

\bar{R} = curah hujan daerah (mm)
 n = jumlah titik-titik pengamatan
 R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm).

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak berbeda jauh dari hasil yang didapat dengan cara lain, jika titik pengamatan itu banyak dan tersebar merata di seluruh daerah itu. Keuntungan cara ini ialah bahwa cara ini adalah obyektif yang berbeda dengan umpama cara isohiet, dimana faktor subyektif turut menentukan.

2. Cara Thiessen

Jika titik – titik pengamatan di dalam daerah itu tidak tersebar merata, maka cara perhitungan curah hujan rata – rata itu dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh tiap titik – titik pengamatan.

Curah hujan daerah itu dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (2.3)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

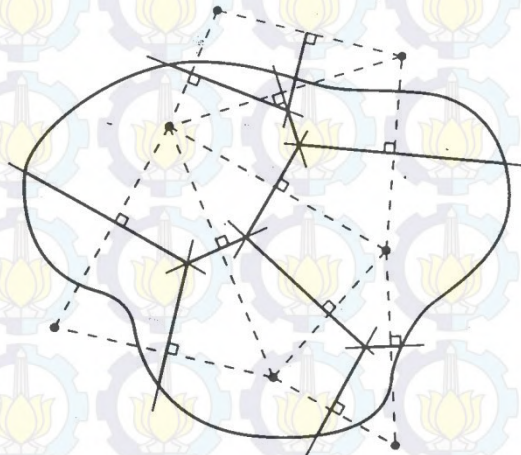
Dimana :

\bar{R} = curah hujan daerah
 R = curah hujan di tiap titik pengamatan
 n = jumlah titik – titik pengamatan
 A = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan

Bagian – bagian daerah $A1, A2, \dots, An$ ditentukan dengan cara seperti berikut :

1. Cantumkan titik – titik pengamatan di dalam dan di sekitar daerah itu pada peta topografi skala 1 : 50000, kemudian hubungkan tiap titik yang berdekatan dengan sebuah garis lurus (dengan demikian akan terlukis jaringan segitiga yang menutupi seluruh daerah)
2. Daerah yang bersangkutan itu dibagi dalam poligon – poligon yang didapat dengan menggambar garis tegak lurus pada tiap sisi segitiga tersebut di atas. Curah hujan dalam tiap poligon itu dianggap diwakili oleh curah hujan dari titik pengamatan dalam tiap poligon itu (lihat gambar 2.2). Luas tiap poligon itu diukur dengan planimeter atau dengan cara lain.

Cara Thiessen ini memberikan hasil yang lebih teliti dari pada cara aljabar rata – rata. Akan tetapi, penentuan titik pengamatan dan pemilihan ketinggian akan mempengaruhi hasil yang didapat. Kerugian yang lain ialah umpamanya untuk penentuan kembali jaringan segitiga jika terdapat kekurangan pengamatan pada salah satu titik pengamatan.



Gambar 2.1. Cara Thiessen

2.5 Analisa Frekuensi

Tujuan analisis frekuensi data hidrologi adalah berkaitan dengan besaran peristiwa – peristiwa ekstrim yang berkaitan dengan frekuensi kejadiannya melalui penerapan distribusi kemungkinan. Data hidrologi yang dianalisis diasumsikan tidak bergantung (*independent*) dan terdistribusi secara acak dan bersifat stokastik.

Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui. Dalam hal ini tidak tergantung pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulang terjadi. (Suripin, 2004)

Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data yang meliputi rata –rata, deviasi standar, koefisien variasi, koefisien kurtosis, dan koefisien *skewness* (kemencengan).

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots (2.4)$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.5)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.6)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 . n}{(n - 1)(n - 2) . s^3} \dots\dots\dots (2.7)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 . n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \dots\dots\dots (2.8)$$

Keterangan :

X = data dari sampel

\bar{X} = nilai rata-rata hitung

n = jumlah pengamatan

Adapun sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga Cs dan Ck yang fleksibel
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $Cs > 0$
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga Cs antara $0 < Cs < 9$
- Distribusi Normal mempunyai harga $Cs = 0$ dan $Ck = 3$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $Cs = 1.139$ dan $Ck = 5.402$

2.5.1 Metode Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan Metode Pearson Tipe III dapat menggunakan persamaan :

$$X_t = \bar{X} + k.S \dots\dots\dots (2.9)$$

Dimana :

X_t = Curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = Curah hujan maksimum rata-rata

S = Standar deviasi

k = Faktor dari sifat distribusi Pearson Tipe III, yang didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian. (tabel nilai K Pearson Tipe III)

1. Chi – kuadrat
2. Smirnov - Kolmogorov

2.6.1 Uji Chi – Kuadrat (*Chie – Square*)

Uji Chi – Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi – Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.10)$$

(Soewarno, 1995)

dimana,

X_h^2 = parameter Chi – Kuadrat terhitung

G = jumlah sub – kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke- i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Parameter χ_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai χ_h^2 sama atau lebih besar dari nilai chi – kuadrat sebenarnya (χ^2) dapat dilihat pada tabel 2.3.

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap – tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap – tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap – tiap sub – grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

6. Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk

menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.

7. Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

1. Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Untuk mengetahui nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel 2.3. Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $Xh^2 < X^2$.
dimana,

X_h^2 = parameter Chi – Kuadrat terhitung

X^2 = Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Tabel 2.3 Nilai kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (uji satu sisi)

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Soewarno, 1995)

2.6.2 Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut ;

$X_1 \quad P(X_1)$

$X_2 \quad P(X_2)$

$X_3 \quad P(X_3)$

$X_4 \quad P(X_4)$

- 2) Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

$X_1 \quad P'(X_1)$

$X_1 \quad P'(X_1)$

$X_m \quad P'(X_m)$

$X_n \quad P'(X_n)$

- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

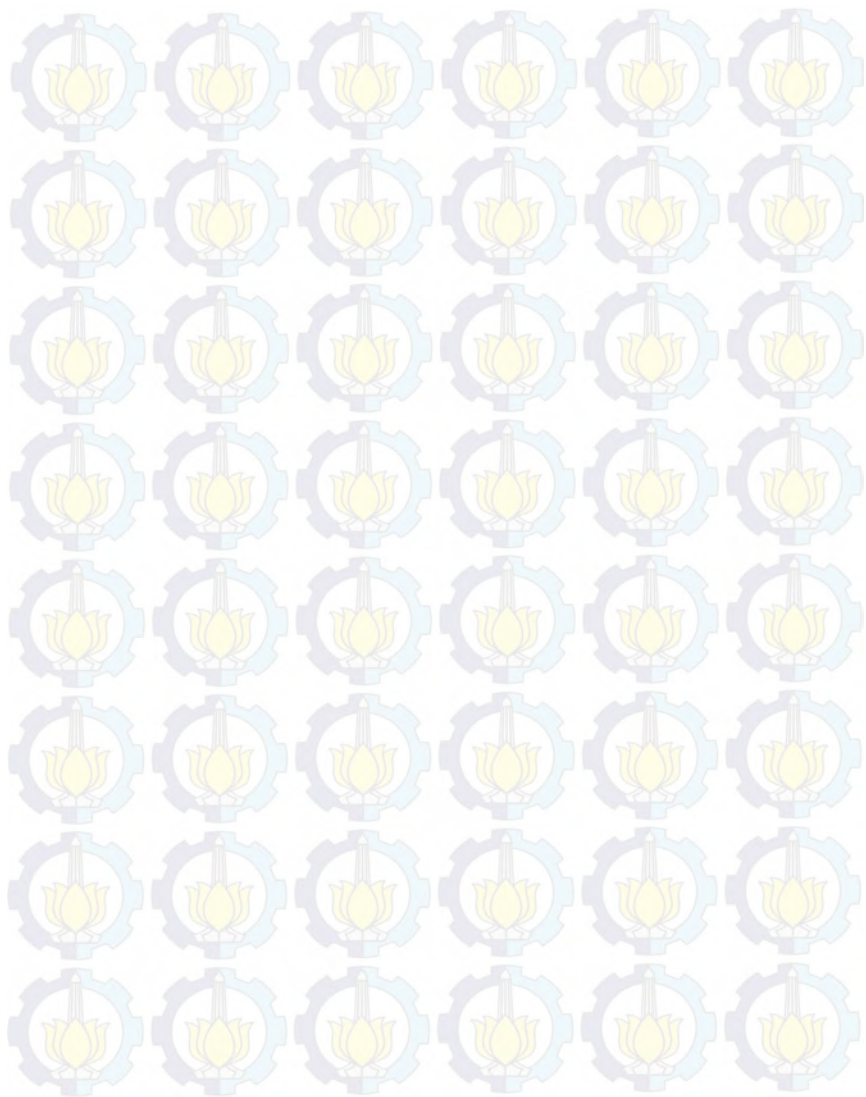
- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 .

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.4 Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Soewarno, 1995)



2.7 Perhitungan Hidrograf

Dalam perencanaan bangunan air seperti bendungan, *spillway*, konsolidasi dam, *flood control* maupun drainase perlu memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu yang disebut debit rencana periode tertentu yang mungkin terjadi banjir rencana yang disebut banjir rencana.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan bendungan ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran dalam sungai utamanya ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai.

2.7.1 Metode Nakayasu

Secara umum metode Nakayasu dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C.A.R_0}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.11)$$

(C.D. Soemarto, 1999)

dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

C = koefisien resapan

A = luas DAS (km^2)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujansampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \rightarrow L < 15km \dots\dots\dots (2.12)$$

)

$$t_g = 0,4 + 0,058L \rightarrow L > 15km \dots\dots\dots (2.13)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots (2.14)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \dots\dots\dots(2.15)$$

dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = satuan waktu hujan / *time duration* (diambil 1 jam)

α = koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan persamaan :

$$\alpha = \frac{0,47(A \times L)^{0,25}}{t_g} \dots\dots\dots(2.16)$$

Persamaan unit hidrograf :

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_P$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_P} \right)^{2,4} \times Q_P \dots\dots\dots(2.17)$$

2. Pada kurva turun ($T_P < t < T_P + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_P}{T_{0,3}} \right) \times Q_P \dots\dots\dots(2.18)$$

3. Pada kurva turun ($T_P + T_{0,3} < t < T_P + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_P + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right) \times Q_P \dots\dots\dots(2.19)$$

4. Pada kurva turun ($t > T_P + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_P + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2.20)$$

2.8 Lengkung Kapasitas Waduk

Untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data topografi yang ada. Untuk keperluan ini diperlukan peta topografi dengan beda tinggi (kontur) 5 m atau 10 m. Untuk

E	= evaporasi (mm/hari).
Ea	= tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)
ed	= tekanan uap sebenarnya (mm/Hg).
V	= kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (mil/hari)

2.10 Analisa Debit Tersedia Dengan Metode FJ Mock

Metode Mock adalah suatu metode untuk memperkirakan keberadaan air berdasarkan konsep water balance. Keberadaan air yang dimaksud di sini adalah besarnya debit suatu daerah aliran sungai. Data yang digunakan untuk memperkirakan debit ini berupa data klimatologi dan karakteristik daerah aliran sungai. Pada prinsipnya, Metode Mock memperhitungkan volume air yang masuk, keluar dan yang disimpan dalam tanah (*soil storage*). Volume air yang masuk adalah hujan. Air yang keluar adalah infiltrasi, perkolasi dan yang dominan adalah akibat evapotranspirasi. Perhitungan evapotranspirasi menggunakan Metode Penmann. Sementara *soil storage* adalah volume air yang disimpan dalam pori-pori tanah, hingga kondisi tanah menjadi jenuh.

Menurut Mock rasio antara selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi aktual dengan evapotranspirasi potensial dipengaruhi oleh *exposed surface* (m) dan jumlah hari hujan (n), seperti ditunjukkan dalam formulasi sebagai berikut.

$$\frac{\Delta E}{E_p} = \left(\frac{m}{20} \right) (18 - n) \dots\dots\dots (2.22)$$

Sehingga :

$$\Delta E = E_p \left(\frac{m}{20} \right) (18 - n) \dots\dots\dots (2.23)$$

Dari formulasi diatas dapat dianalisis bahwa evapotranspirasi potensial akansama dengan evapotranspirasi aktual (atau $\Delta E = 0$) jika:

- Evapotranspirasi terjadi pada hutan primer atau hutan sekunder. Dimana daerah ini memiliki harga *exposed surface* (m) sama dengan nol (0).

b. Banyaknya hari hujan dalam bulan yang diamati pada daerah itu samadengan 18 hari.

Sehingga evapotranspirasi aktual adalah evapotranspirasi yang sebenarnya terjadi atau *actual evapotranspiration*, dihitung sebagai berikut:

$$E_{\text{actual}} = EP - \Delta E \dots \dots \dots (2.24)$$

Air hujan yang telah mengalami evapotranspirasi dan disimpan dalam tanah lembab selanjutnya melimpas di permukaan (*surface run off*) dan mengalami perkolasi. Berikutnya, menurut Mock besarnya infiltrasi adalah *water surplus* (WS) dikalikan dengan koefisien Infiltrasi (*if*), atau:

$$\text{Infiltrasi (} i \text{)} = WS \times if \dots \dots \dots (2.25)$$

Tabel 2.5 Nilai *Soil Moisture Capacity* (SMC) Untuk Berbagai Tipe Tanaman dan Tipe tanah.

Tipe Tanaman	Tipe Tanah	Zone Akar (dalam m)	Soil Moisture Capacity (dalam mm)
Tanaman Berakar Pendek	Pasir Halus	0,50	50
	Pasir Halus dan Loam	0,50	75
	Lanau dan Loam	0,62	125
	Lempung dan Loam	0,40	100
	Lempung	0,25	75
Tanaman Berakar Sedang	Pasir Halus	0,75	75
	Pasir Halus dan Loam	1,00	150
	Lanau dan Loam	1,00	200
	Lempung dan Loam	0,80	200
	Lempung	0,50	150
Tanaman Berakar Dalam	Pasir Halus	1,00	100
	Pasir Halus dan Loam	1,00	150
	Lanau dan Loam	1,25	250
	Lempung dan Loam	1,00	250
	Lempung	0,67	200
Tanaman Palm	Pasir Halus	1,50	150
	Pasir Halus dan Loam	1,67	250
	Lanau dan Loam	1,50	300
	Lempung dan Loam	1,00	250
	Lempung	0,67	200
Mendekati Hutan Alam	Pasir Halus	2,50	250
	Pasir Halus dan Loam	2,00	300
	Lanau dan Loam	2,00	400
	Lempung dan Loam	1,60	400
	Lempung	1,17	350

(Sumber : Sudirman, 2002)

Infiltrasi terus terjadi sampai mencapai zona tampungan air tanah (*ground water storage*, disingkat GS).

Dalam Metode ini, besarnya *ground water storage* (GS) dipengaruhi oleh:

- Infiltrasi (*i*). Semakin besar infiltrasi maka *ground water storage* semakin besar pula, dan begitu pula sebaliknya.
- Konstanta resesi aliran bulanan (*K*). Konstanta resesi aliran bulanan (*monthly low recession constan*) disimbolkan dengan *K* adalah proporsi dari air tanahbulan lalu yang masih ada bulan sekarang. Nilai *K* ini cenderung lebih besarpada bulan basah.
- Ground water storage* bulan sebelumnya (*GSom*). Nilai ini diasumsikan sebagai konstanta awal, dengan anggapan bahwa *water balance* merupakan siklus tertutup yang ditinjau selama rentang waktu menerus tahunan tertentu. Dengan demikian maka nilai asumsi awal bulan pertama tahun pertama harus dibuat sama dengan nilai bulan terakhir tahun terakhir. Dari ketiga faktor di atas, Mock merumuskan sebagai berikut:

$$GS = \{ 0,5 \times (1 + K) \times i \} + \{ K \times GSom \} \dots\dots\dots (2.26)$$

Perubahan *ground water storage* (ΔGS) adalah selisih antara *ground water storage* bulan yang ditinjau dengan *ground water storage* bulan sebelumnya. Perubahan *ground water storage* ini penting bagi terbentuknya aliran dasar sungai (*base flow*, disingkat *BF*). Dalam hal ini *base flow* merupakan selisihantara infiltrasi dengan perubahan *ground water storage*, dalam bentuk persamaan:

$$BF = i - \Delta GS \dots\dots\dots (2.27)$$

Selain *base flow*, komponen debit yang lain adalah *direct run off* (limpasan langsung) atau *surface run off* (limpasan permukaan). Limpasan permukaan berasal dari *water surplus* yang telah mengalami infiltrasi. Jadi *direct run off* dihitung dengan persamaan:

$$DRO = WS - i \dots\dots\dots (2.28)$$

Setelah *base flow* dan *direct run off* komponen pembentuk debit yang lain adalah *storm run off*, yaitu limpasan langsung ke sungai yang terjadi selama hujan deras.

Dalam perhitungan debit ini, Mock menetapkan bahwa:

1. Jika presipitasi (P) > maksimum *soil moisture capacity* maka nilai *storm run off* = 0.
2. Jika P < maksimum *soil moisture capacity* maka *storm run off* adalah jumlah curah hujan dalam satu bulan yang bersangkutan dikali *percentage factor*, atau:

$$SRO = P \times PF \dots\dots\dots (2.29)$$

Dengan demikian maka total *run off* (TRO) yang merupakan komponen komponen pembentuk debit sungai (*stream flow*) adalah jumlah antara *base flow*, *direct run off* dan *storm run off*, atau:

$$TRO = BF + DRO + SRO \dots\dots\dots (2.30)$$

Total *run off* ini dinyatakan dalam mm/bulan. Maka jika TRO ini dikalikan dengan *catchment area* (luas daerah tangkapan air) dalam km^2 dengan suatu angka konversi tertentu didapatkan besaran debit dalam m^3/det .

2.11 Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Penentuannya dapat dilakukan dengan menghitung besarnya endapan lumpur (sedimen) selama umur bangunan difungsikan. Pada bagian ini, tampungan embung tidak dapat digunakan untuk eksploitasi dan merupakan baris terendah untuk menjaga agar material endapan tidak terangkut sewaktu di pintu pengambilan.

Karena tidak adanya hasil pengukuran sedimen yang dapat digunakan pada perencanaan ini, maka penentuan sedimen ditentukan dengan persamaan :

$$Ps = R_s \times \frac{F}{A} \dots\dots\dots (2.31)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

- R_s = angka sedimentasi tahunan suatu waduk ($\text{m}^3/\text{m}^3/\text{tahun}$)
 R_s = V/F (sedimentasi tahun – tahun yang telah lalu)
 F = kapasitas waduk (m^3)
 V = Volume sedimen selama umur bangunan (m^3)
 P_s = Muatan sedimen per tahun($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$)
 A = Luas DAS (km^2)

Tabel 2.6 Angka Sedimentasi

Daerah pengaliran (km^2)		2	5	10	20	30	50	100
Topo- grafi.	Geografi							
Stadium permulaan pembentukan.	zone A			100 ~ 300	300 ~ 800		800 ~ 1.200	
	zone B			100 ~ 200	200 ~ 500		500 ~ 1.000	
	zone C			100 ~ 150	150 ~ 400		400 ~ 800	
Stadium akhir pembentukan.	zone A		100 ~ 200		200 ~ 500		500 ~ 1.000	
	zone B		100 ~ 150		150 ~ 400		400 ~ 1.000	
	zone C		50 ~ 100		100 ~ 350		300 ~ 500	
Stadium pertengahan.	zone B		kurang dari 50	50 ~ 100	100 ~ 350		300 ~ 500	
	zone C		kurang dari 50	50 ~ 100	100 ~ 200			
Merupakan data yang stabil.	zone B		kurang dari 50	50 ~ 100	100 ~ 200			
	zone C		kurang dari 50	50 ~ 100	100 ~ 200			

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

2.11.1 Keseimbangan Air (*Water Balance*)

Bila diperhatikan dalam suatu siklus hidrologi pada suatu periode tertentu akan terlihat jumlah air yang datang (*inflow*) dan jumlah air yang pergi (*outflow*). Perhitungan *inflow* dan *outflow* ini dalam suatu periode tertentu disebut sebagai keseimbangan air (*water balance*). Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume waduk akibat debit *inflow*

dan *outflow*.

$$P = Et + SRO + GWF + \Delta S \dots\dots\dots (2.32)$$

$$I - O = \pm \Delta S$$

(Moch. Sholeh,)

Dimana :

I = *inflow*

O = *outflow*

ΔS = perubahan *storage*

Et = evaporasi

SRO = *surface run off*

GWF = *ground water flow*

$I > O \rightarrow \Delta S$ Positif

$I < O \rightarrow \Delta S$ Negatif

2.12 Reservoir Routing(Penelusuran Banjir)

Salah satu manfaat dari pembangunan bendungan dengan waduknya adalah untuk pengendalian banjir suatu sungai. Ini dapat terjadi karena air banjir ditampung di dalam waduk yang volumenya relatif besar, sehingga air yang keluar dari sana debitnya sudah mengecil. Makin besar volume waduk akan makin besar pula manfaat pengendalian banjirnya. Apabila terjadi banjir, maka permukaan air di dalam waduk naik sedikit demi sedikit dan dari beberapa kali banjir waduk akan penuh air dan mencapai ambang bangunan pelimpah. Apabila banjirnya belum reda, maka permukaan air di dalam waduk masih akan naik sedikit demi sedikit sampai permukaan air waduk mencapai maksimal. Jadi sebagian dari air banjir mengalir lewat bangunan pelimpah, sedang sisanya menyebabkan naiknya permukaan air di dalam waduk. Tinggi permukaan air waduk maksimal ini harus dapat dihitung dengan teliti dengan menggunakan ruting banjir. Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi bendungan yang paling menguntungkan (optimal) yang masih dalam keadaan aman terhadap risiko banjir. Salah satu cara yang akan diuraikan disini adalah dengan cara tahap demi tahap (*step by step*).

Rumus dasarnya adalah :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots (2.33)$$

(Soedibyo, 2003)

dimana :

I = *inflow*, debit air yang masuk ke dalam waduk (m³/detik), untuk suatu sungai dapat ditentukan

O = *outflow*, debit air yang keluar dari waduk (m³/detik) lewat bangunan pelimpah

ds/dt = debit air yang tertahan di dalam waduk untuk jangka waktu yang pendek

Apabila ditulis dalam bentuk integral menjadi :

$$\int I . dt - \int O . dt = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.34)$$

$\int I . dt$ dan $\int O . dt$ adalah debit x waktu untuk jangka yang pendek dan merupakan volume air.

Apabila diambil jangka waktu t yang cukup pendek, maka $\int . dt$ dapat disamakan dengan harga rata – rata dari 2 inflow yang berurutan (I_1 dan I_2). Jangka waktu t disesuaikan dengan hidrograf sungai yang ada. Untuk hidrograf yang waktunya diambil harian, maka t dapat diambil 12 jam atau 6 jam. Untuk hidrograf yang waktunya diambil jam, maka agar teliti jangka waktu t diambil 2 atau 3 jam.

$$I . dt = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$\text{Dengan cara yang sama maka } O . dt = \frac{O_1 + O_2}{2}$$

$$\text{Jadi } \frac{I_1 + I_2}{2} . t - \frac{O_1 + O_2}{2} . t = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.35)$$

Dimana :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = \text{rata – rata } \textit{inflow} \text{ setiap tahap (m}^3/\text{detik)}$$

$$\frac{O_1 + O_2}{2} = \text{rata – rata } \textit{outflow} \text{ setiap tahap (m}^3/\text{detik)}$$

$$t = \text{jangka waktu (periode) dalam detik}$$

$$S_2 - S_1 = \text{tambahan air yang tertampung di dalam waduk (m)}$$

Besaran – besaran yang sudah diketahui (I_1 , I_2 , t dan S_1) diletakkan di sebelah kiri, sedang masih harus dicari (O_2 dan S_2) diletakkan disebelah kanan.

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t = S_2 - S_1$$

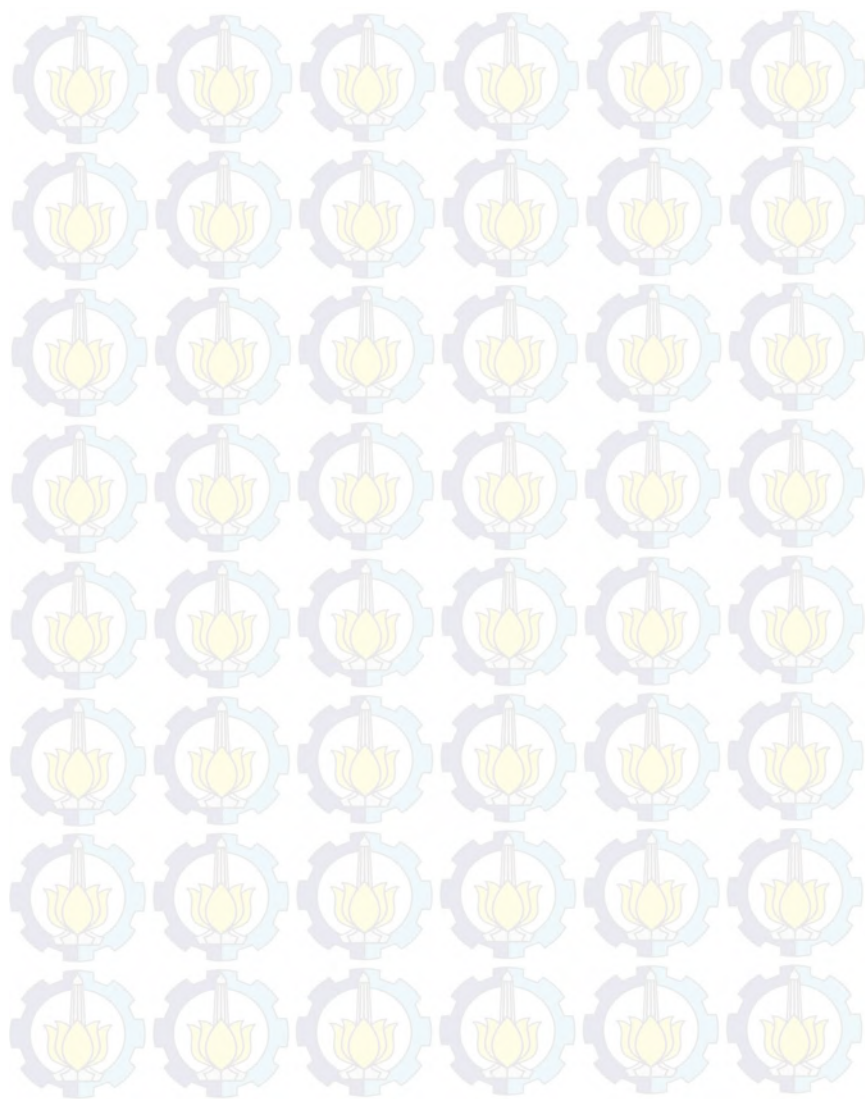
$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t + \left(S_1 - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot t \right) = S_2 + \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t \dots\dots\dots (2.36)$$

Mula – mula diperkirakan tinggi kenaikan permukaan air di waduk, misalnya h_1 (di atas ambang bangunan pelimpah). Dapat dihitung tambahan volume ($S_2 - S_1$) di dalam waduk. Karena I_1 , I_2 dan O_1 sudah tertentu, maka dapat dicari O_2 . Kemudian masuk di dalam perhitungan tahapm berikutnya sehingga dapat dicari tinggi kenaikan permukaan waduk. Apabila angka ini berbeda (biasanya memang demikian) lalu diadakan perhitungan berikutnya. Demikian seterusnya dan perhitungan dihentikan setelah kedua angkanya hampir sama besarnya.

2.13 Analisa Hidrolika Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Pada hakekatnya untuk bendungan urugan, terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe yang sesuai, diperlukan suatu study yang luas dan mendalam, hingga diperoleh alternatif yan paling ekonomis. Selanjutnya akan dibahas hanya tipe bangunan pelimpah yang paling umum dipergunakan pada bendungan urugan, yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Berikut ini adalah salah satu skema tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan. Bangunan pelimpah tipe ini, biasanya terdiri dari empat bagian utama yaitu :

1. Saluran pengarah utama
2. Saluran pengatur aliran
3. Saluran peluncur
4. Peredam energi



$$Z_2 = y_2 + z_2 \dots \dots \dots (2.38)$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah

$$hf = S_f \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \dots \dots \dots (2.39)$$

Dengan kemiringan gesekan S_f diambil sebagai kemiringan rata-rata pada kedua ujung penampang atau \bar{S}_f .

Masukkan besaran di atas, maka dapat ditulis sebagai berikut:

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \dots \dots \dots (2.40)$$

dengan h_e ditambahkan untuk kehilangan tekanan akibat pusaran, yang cukup besar pada saluran tak prismatic. Sampai kini belum ada metode rasional untuk menghitung kehilangan tekanan akibat pusaran. Kehilangan ini terutama tergantung pada perubahan tinggi kecepatan dan dapat dinyatakan sebagai bagian dari padanya, atau $k \left(\Delta \alpha \frac{V_2^2}{2g} \right)$ dengan k suatu koefisien. Untuk bagian saluran yang lambat laun melebar atau menyempit, berturut-turut $k = 0$ sampai 0,1 dan 0,2. Untuk pelebaran atau penyempitan tiba-tiba, nilai k sekitar 0,5. Untuk saluran prismatic yang umum kehilangan tekanan akibat pusaran praktis tidak ada, atau $k = 0$. Untuk mempermudah perhitungan kadang-kadang h_e dianggap sebagai bagian dari kehilangan tekanan akibat gesekan dan nilai n Manning akan meningkat pula dalam menghitung h_f . Lalu dalam perhitungan h_e diambil nol.

Tinggi tekanan total pada kedua ujung penampang ialah :

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \dots \dots \dots (2.41)$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \dots \dots \dots (2.42)$$

Maka, persamaan menjadi

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \dots \dots \dots (2.43)$$

Inilah persamaan dasar yang merupakan dasar urutan metode tahapan standar. (Ven Te Chow, 1985)

- **Saluran pengarah dan pengatur aliran**

Ambang yang digunakan adalah berbentuk bendung pelimpah (*overflow weir*). Digunakan untuk debit air yang besar. Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air, agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Hal ini untuk mencegah terjadinya kerusakan pada permukaan beton yang dilewati air. Karena kecepatan air yang terjadi biasanya besar maka bangunan pelimpah selalu dibuat dari beton bertulang. Rumus untuk bendung pelimpah adalah :

$$Q = C B H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (2.44)$$

dimana :

Q = debit air ($m^3/detik$).

B = panjang bendung (m).

H = kedalaman air tertinggi di sebelah hulu bendung (m)

C = koefisien limpahan.

Koefisien limpahan dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut

$$Cd = 2,2 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{W} \right)^{0,99} \dots\dots\dots (2.45)$$

$$C = 1,6 \times \frac{\left[1 + 2a \left(\frac{h}{H_d} \right) \right]}{\left[1 + a \left(\frac{h}{H_d} \right) \right]} \dots\dots\dots (2.46)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

C = Koefisien limpahan

Cd = Koefisien limpahan pada saat $h = H_d$

h = Tinggi air di atas mercu ambang bendung lebar efektif
mercu pelimpah

W = Tinggi bendung

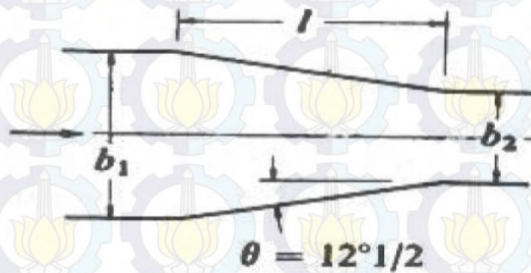
H_d = Tinggi tekan rencana diatas mercu bendung

a = Konstanta (diperoleh saat $h = H_d$, $C = C_d$)

- **Saluran Transisi**

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan – pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman – pengalaman serta pada pengujian – pengujian model hidrolika.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.4 Saluran Transisi

- **Saluran Peluncur**

Berbagai metode perhitungan telah banyak dikembangkan untuk endapatkan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur dan di bawah ini akan diperkenalkan metode perhitungan yang didasarkan pada teori Bernoulli, sebagai berikut :

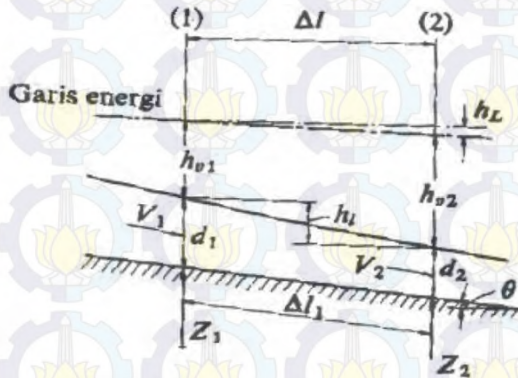
$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots \dots \dots (2.47)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal

- d = kedalaman air pada bidang tersebut
 h_v = tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut
 h_L = kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua buah bidang vertikal yang ditentukan.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.5 Skema Saluran Peluncur

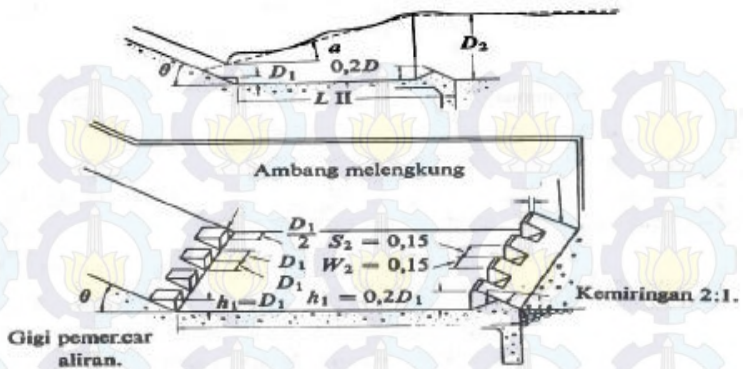
- **Peredam Energi (Kolam Olakan)**

Bangunan peredam energi digunakan untuk menghilangkan atau setidaknya untuk mengurangi energi dalam aliran air agar tidak merusak tebing, jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah yaitu di ujung hilir saluran peluncur. (Soedibyo, 2003)

Secara umum kolam olakan masih dapat dibedakan dalam 3 tipe utama, yaitu :

- Kolam olakan datar
- Kolam olakan miring ke hilir
- Kolam olakan miring ke udik

Akan tetapi yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Selanjutnya kolam olakan datar inipun masih mempunyai berbagai variasi dan yang terpenting adalah 4 tipe, yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, seperti uraian berikut :

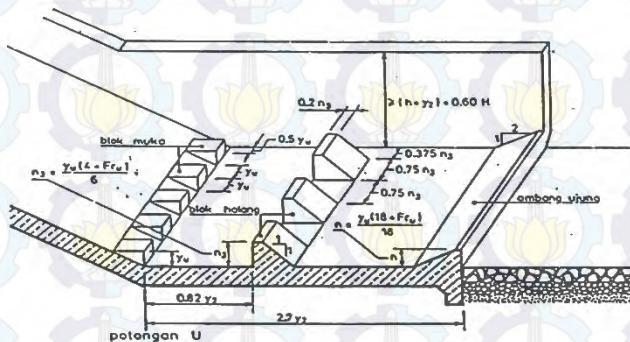


(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.7. Bentuk Kolam olakan datar Tipe II

3. Kolam olakan datar Tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan tipe III ini sangat mirip dengan sistim kerja dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18,5$ m³/dtk/m, $V < 18,0$ m/dtk, dan bilangan Froude $> 4,5$)



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.8 Bentuk Kolam olakan datar Tipe III

4. Kolam olakan datar Tipe IV

Sistim kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistim kerja kolam olakan tipe III, akan tetapi penggunaanya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hydrostatis yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.9. Bentuk Kolam olakan datar Tipe IV

Selanjutnya bilangan Froude dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} \dots\dots\dots (2.48)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana:

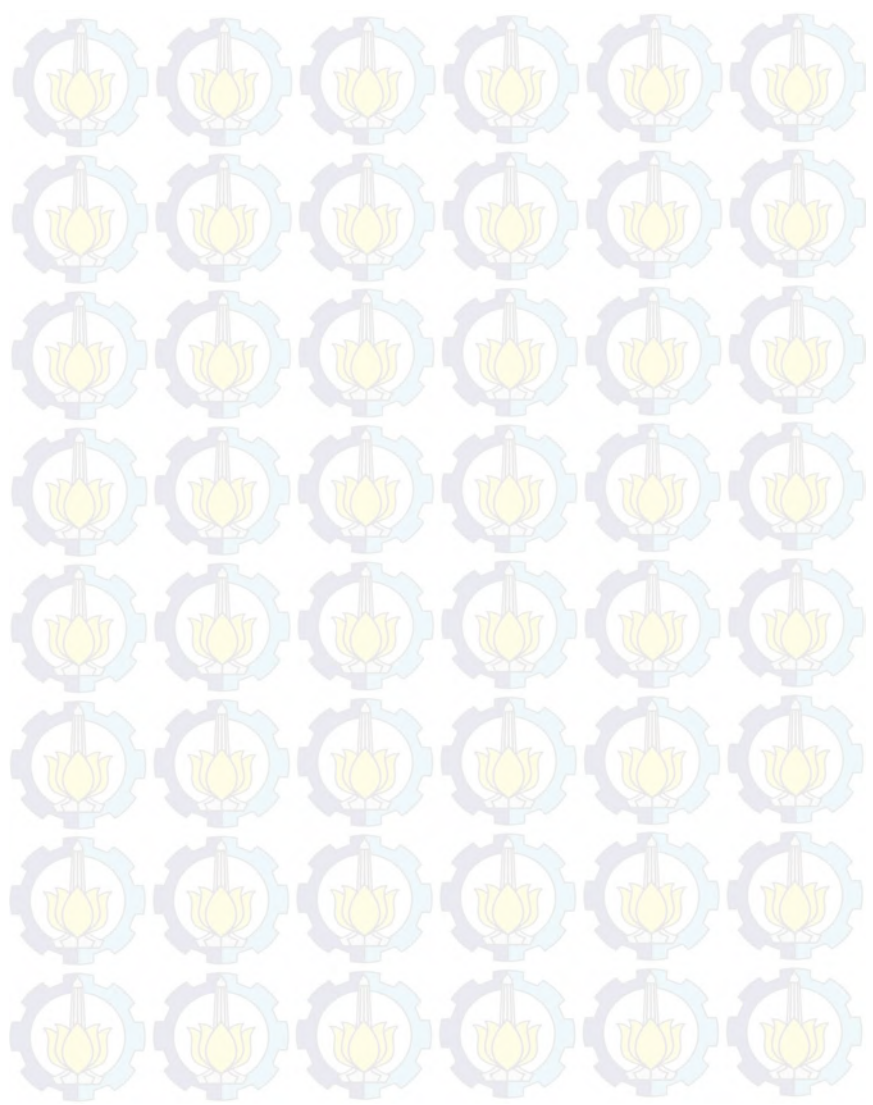
Fr = bilangan Froude

V1 = kecepatan aliran pada penampang 1 (m/dtk)

d1 = kedalaman air di bagian hulu kolam olakan (m)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dtk²)

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :



2.14 Pemilihan Mercu *Spillway* Tipe Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bandung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{nd} = \frac{1}{k} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \dots\dots\dots (2.49)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

dimana :

X dan Y = koordinat – koordinat permukaan hilir

hd = tinggi energi rencana di atas mercu

k dan n = parameter

Harga – harga ini bergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang. Tabel 2.7 menyajikan harga – harga K dan n untuk berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah.

Tabel 2.7 Harga – harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.81
1:1	1.873	1.776

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir (lihat Gambar 2.11). Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu Ogee adalah:

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g b H_1^{1.5}} \dots\dots\dots (2.50)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

dimana :

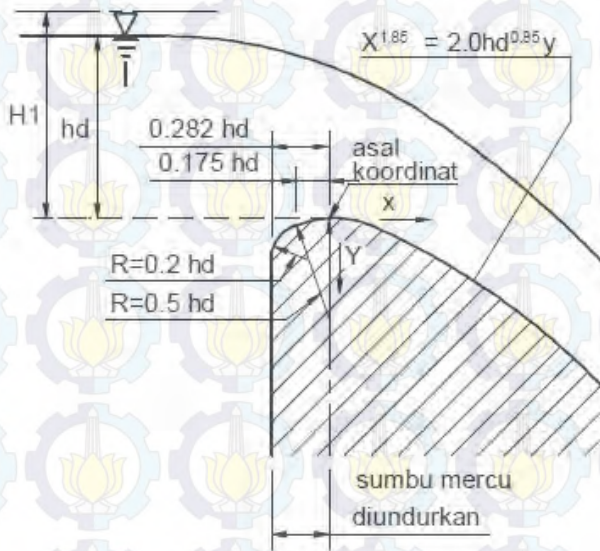
Q = debit (m^3/dt)

C_d = koefisien debit ($C_d = C_0 C_1 C_2$)

G = percepatan gravitasi, m/dt^2 ($\cong 9,8$)

b = lebar mercu (m)

H_1 = tinggi enegi di atas ambang (m)



(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

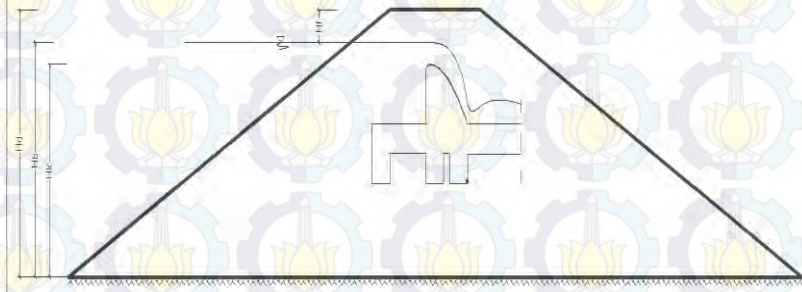
Gambar 2.11. Bentuk bendung mercu Ogee Tipe I (U.S.Army Corps of Engineers, Waterways Experimental Station)

2.15 Analisa Tubuh Bendungan

Analisa tubuh bendungan meliputi perencanaan tinggi bendungan, lebar mercu bendung, perhitungan formasi garis depresi, dan analisa stabilitas tubuh bendungan urugan.

2.15.1 Perencanaan Tinggi Bendungan

Yang dimaksud dengan tinggi bendungan adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu bendungan.



Gambar 2.12. Penampang Tinggi bendungan

$$H_d = H_b + H_f \dots\dots\dots (2.51)$$

Dimana :

H_d = Tinggi tubuh bendungan rencana (m)

H_k = Tinggi muka air pada kondisi penuh (m)

H_b = Tinggi tampungan banjir (m)

H_f = Tinggi jagaan (m)

2.15.2 Perencanaan Tinggi Bebas (*Free Board*) Bendungan

The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLD) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.8 Standar tinggi ruang bebas menurut JANCOLD

No.	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 meter	2 meter
2	50 - 100	2 meter	3 meter
3	> 100	2,5 meter	3,5 meter

(Soedibyo, 2003)

2.15.3 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan (Gambar 2.12) dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu pada penentuan lebar mercu bendungan perlu pula diperhatikan kegunaanya, misalnya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan. Kadang – kadang lebar mercu bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Lebar minimum mercu bendungan dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0 \dots\dots\dots (2.52)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

b = lebar mercu bendungan (meter)

H = tinggi bendungan (meter)

2.15.4 Perencanaan Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi ditinjau pada saat embung terisi penuh (MAB) dan rumus yang digunakan adalah “ Metode *Casagrande* “, dengan peninjauan ujung tumit hilir (Gambar 2.13) sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola sebagai berikut :

2.16 Analisa Stabilitas *Spillway*

2.16.1 Stabilitas Terhadap Rembesan

$$Cl < \frac{\sum Lv + \frac{1}{3} \sum Lh}{\Delta H} \dots\dots\dots (2.56)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Dimana :

CL = angka rembesan Lane

$\sum Lv$ = jumlah panjang vertikal (m)

$\sum LH$ = jumlah panjang horisontal (m)

ΔH = beda tinggi muka air (m)

Tabel 2.9 Angka Rembesan Lane

Material	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

(Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986)

2.16.2 Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Ke Atas

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right) \dots\dots\dots (2.57)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986)

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_H \dots\dots\dots (2.58)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986)

dimana :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m^2)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

2.16.3. Stabilitas Terhadap Guling

$$\frac{\sum MP}{\sum MG} \geq SF \dots\dots\dots (2.59)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

dimana :

$\sum MP$ = momen tahanan (ton.m)

$\sum MG$ = momen guling (ton.m)

SF = angka keamanan (diambil 1,0 – 1,5)

2.16.4. Stabilitas Terhadap Geser

$$\frac{(\sum V - \sum U).f}{\sum H} \geq SF \dots\dots\dots (2.60)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

dimana :

f = koefisien gesekan (0,7)

$\sum V$ = gaya vertikal total

$\sum U$ = gaya uplift total

$\sum H$ = gaya horizontal total

SF = angka keamanan (diambil 1,0 – 1,5)

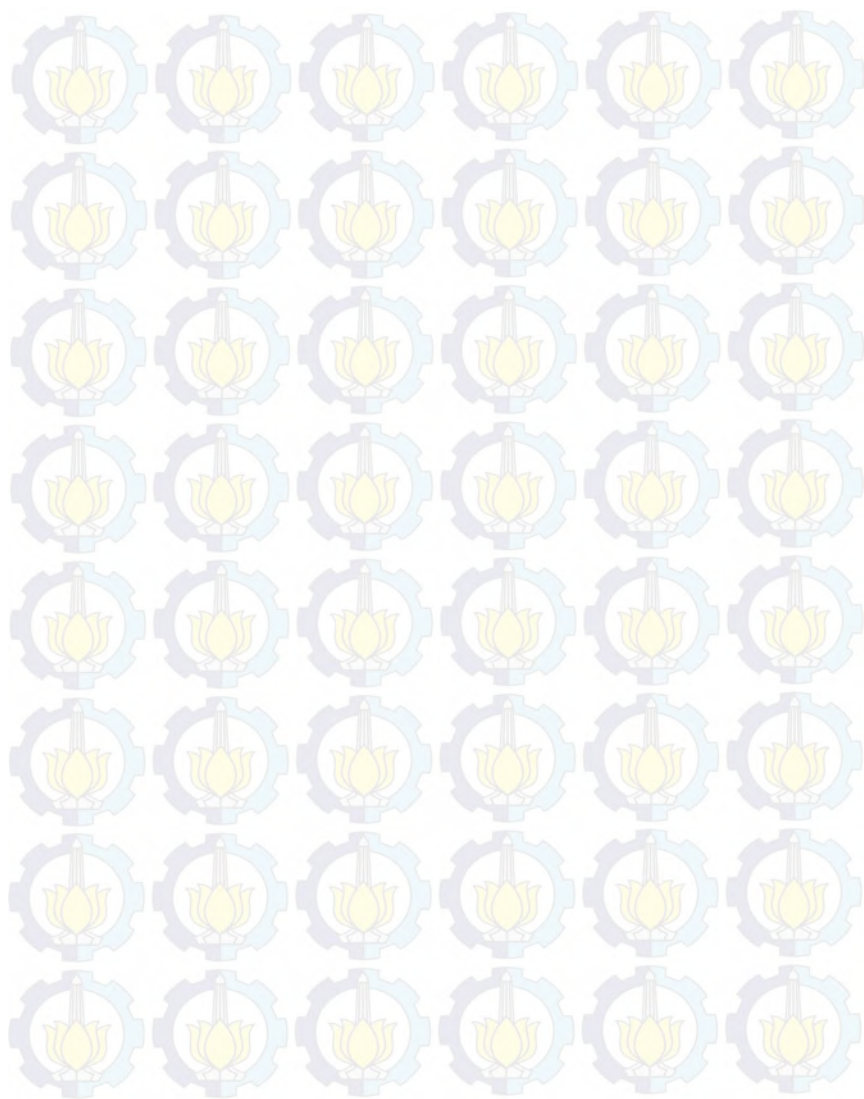
2.16.5. Kontrol Ketebalan lantai

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma} \dots\dots\dots (2.61)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Dimana :

Px = gaya angkat pada titik x (Kg/m^2)



Tabel 2.10 Tabel nilai sudut β , Φ , dan α

n	Φ (derajat)	α (derajat)	β (derajat)
1:1	45	28	37
1:1,5	33,68	26	35
1:2	26,57	25	35
1:3	18,43	25	35
1:5	11,32	25	37

(Braja M. Das, 1993)

Perumusannya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$Fs = \frac{\sum \{C.l + (N - U - Ne) \tan \theta\}}{\sum (T + Te)} \dots \dots \dots (2.64)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

 F_s = angka keamanan N = beban komponen vertikal dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \cos \alpha$) T = beban komponen tangensial dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \sin \alpha$) U = tekanan air pori pada setiap irisan bidang luncur Ne = komponen vertikal beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \sin \alpha$) Te = komponen tangensial beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \cos \alpha$) θ = sudut gesekan dalam C = angka kohesi e = intensitas seismic horizontal

2.17.1 Perhitungan Stabilitas dengan Program Bantu DXSTABL

DXSTABL adalah sebuah program komputer yang digunakan untuk menganalisis stabilitas sebuah talud (bidang miring). Analisis dilakukan dengan memodelkan minimum 100

bidang longsor yang kemudian didapat 10 bidang longsor kritis. Parameter tanah yang dibutuhkan pada program ini meliputi : γ_{sat} , γ_t , c' , ϕ , letak muka air tanah, dan koordinat permukaan tanah yang akan ditinjau. Sedangkan *output* yang diperoleh dari program DX-STABL adalah angka keamanan (SF), jari-jari bidang longsor, koordinat bidang longsor serta momen penahan dari tanah yang ditinjau. Dalam Tugas Akhir ini cara untuk mengatasi kegagalan konstruksi tubuh bendungan direncanakan menggunakan penembahan material *geotextile*.

2.17.2 Material *Geosynthesis*

Dari Pedoman Konstruksi dan Bangunan (2009), *Geosynthesis* adalah material yang berbentuk lembaran yang terbuat dari bahan polimer lentur, digunakan dengan tanah, batuan atau material *Geosynthesis* lainnya, sebagai suatu kesatuan pekerjaan buatan manusia, struktur, maupun sistem ASTM D4439.

2.17.3 Perkuatan Tubuh Bendungan Embung Dengan *Geotextile*

Geotextile merupakan salah satu jenis bahan *Geosynthesis* yang paling luas penggunaannya dalam bidang teknik sipil. Penggunaan *Geotextile* yang paling umum adalah sebagai berikut :

- Perkerasan jalan tanah (sementara)
- Perkerasan jalan permanen
- Lapis ulang perkerasan aspal
- *Embankment* tanah
- Lereng / talud

Pada perencanaan *Geotextile* untuk *Embankment*, perlu ditinjau stabilitas pada :

- *Internal stability*
- *Foundation stability*
- *Overall stability*

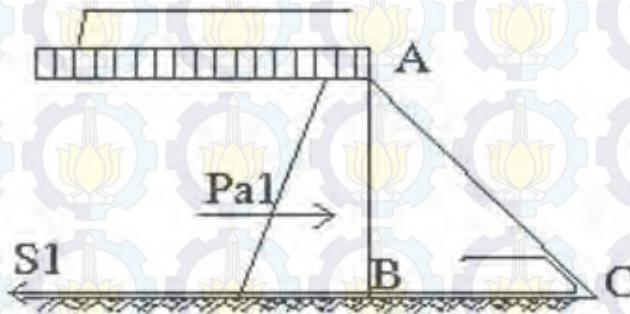


(Isparmo, 2010)

Gambar 2.15 Fungsi Geotextile Sebagai Stabilisator Embankment

- **Internal stability**

Kondisi *Internal stability* tercapai bila tidak terjadi longsor pada lereng AC seperti terlihat pada **Gambar 2.2**
q (beban)



Gambar 2.16 Gaya-gaya pada Internal stability

1. Syarat Tidak Terjadi *Failure* di lereng AC

$$Pa_1 \leq \frac{(\text{Berat efektif } ABC) \times \tan \delta}{SF} \dots\dots\dots (2.65)$$

Dimana :

δ = Sudut geser antara tanah timbunan dan material *geotextile*

SF = 1,35 untuk jalan sementara
= 2,00 untuk jalan permanen

2. Syarat Kekuatan Bahan

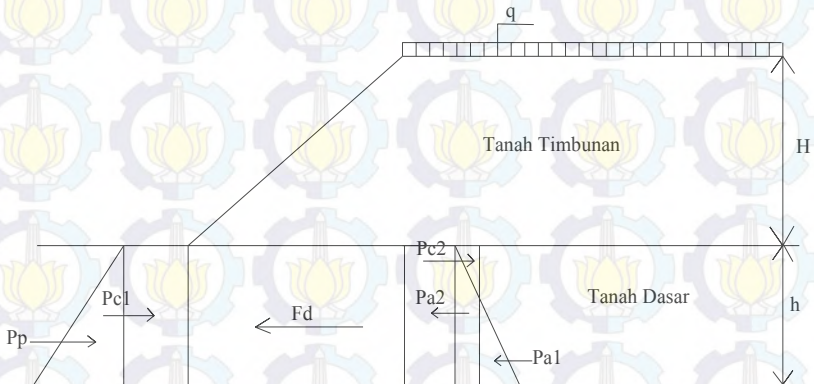
$$Pa_1 \leq S_1 \dots\dots\dots (2.66)$$

Dimana :

S_1 = kekuatan tarik material *geotextile* yang diizinkan ($T_{allowable}$)

- **Foundation stability**

Kondisi *Foundation stability* tercapai apabila tidak terjadi longsor di daerah F_d seperti pada **Gambar 2.3**



Gambar 2.17 Gaya-gaya pada *Foundation stability*

$$Pa_1 \leq \frac{P_p + 2S_u \cdot L}{SF} \dots\dots\dots (2.67)$$

Dimana :

S_u = *Undrained shear strength* dari tanah lunak

SF = 1,35 untuk jalan sementara
 = 2,00 untuk jalan permanen

- **Overall stability**

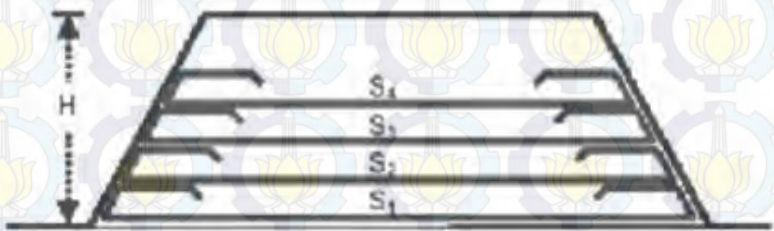
Pada perhitungan *Overall stability*, dicari momen penahan

$$(M_s) = R \cdot \sum \tau_i \cdot l_i + T_i \cdot S_i$$

$$= M_s + \Delta M_s \dots \dots \dots (2.68)$$

Dimana :

S_i adalah gaya tarik *geotextile* seperti yang terlihat pada **Gambar 2.4**



Gambar 2.18 Gaya tarik *geotextile* pada *overall stability*

Syarat *stability* :

$$SF \leq \frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{penggerak}}}$$

SF = 1,25 (beban tetap)

SF = 1,1 (beban sementara)

(Mochtar 2000)

2.17.4 Kebutuhan *Geotextile*

Panjang *geotextile* yang ditanam (L) pada satu sisi timbunan :

$$L = L_e + L_d \dots \dots \dots (2.69)$$

Dimana :

L_d = (koordinat – X bidang longsor lapisan I *geotextile* terpasang)
– (koordinat tepi timbunan lapisan I *geotextile* dipasang)

L_e = Panjang *geotextile* yang berada dibelakang bidang longsor
(minimum 1m)

$$L_e = \frac{T_{allow} \times FS}{(2\tau) \times E} \dots \dots \dots (2.70)$$

Dimana :

τ = Tegangan geser antar tanah timbunan dengan *geotextile*

$$\tau = C_s + \sigma_v \tan \phi_1 \dots \dots \dots (2.71)$$

E = efisiensi, diambil $E = 0,8$

Untuk panjang total 1 sisi *geotextile* $> \frac{1}{2}$ lebar timbunan maka untuk mempermudah pemasangan di lapangan, *geotextile* dipasang selebar timbunan.

BAB III METODOLOGI

Metode perencanaan disusun untuk mempermudah pelaksanaan studi, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan tujuan studi yang telah ditetapkan melalui prosedur kerja yang sistematis, teratur dan tertib, sehingga dapat dipertanggung jawabkan secara ilmiah.

3.1 Studi Literatur

Studi literatur adalah mempelajari berbagai literatur (sumber-sumber) yang berkaitan dengan permasalahan, buku-buku yang dipakai antara lain :

- Hidrologi aplikasi metode statistik untuk analisa data.
- Teknik bendungan.
- Hidrologi untuk pengairan.
- Hidrologi teknik.

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperoleh dari :

3.2.1 Data Hidrologi

Data hidrologi terdiri dari :

- Data curah hujan stasiun.
- Data Curah hujan harian maksimum pada tiga stasiun, yaitu pada stasiun Kedundung, Robotal dan Omben.

3.2.2 Data klimatologi

Data klimatologi terdiri dari :

- Data kecepatan angin.
- Data kelembaban.
- Data suhu / temperatur.

Data klimatologi sebagai parameter untuk analisa hidrologi air embung, hal ini berkaitan dengan penguapan yang terjadi.

3.2.2 Data Topografi

Data topografi terdiri dari :

- Peta topografi.
- Peta lokasi kawasan.

Mengetahui kondisi *existing* embung, meliputi potongan memanjang dan melintang.

3.2.4 Data Jumlah Penduduk

Data penduduk terdiri dari :

- Data jumlah penduduk Desa Angsokah.

Untuk perhitungan proyeksi penduduk yang akan datang dengan jangka waktu tahun rencana sehingga mendapatkan kapasitas embung rencana untuk memenuhi kebutuhan air bersih Desa Angsokah.

3.2.5 Data Tanah

Digunakan mengetahui daya dukung tanah untuk perhitungan tubuh bendungan dan karakteristik tanah untuk pengerjaan kolam tampungan embung.

3.3 Penyusunan Penyelesaian Masalah

Penyusunan penyelesaian masalah berdasarkan perencanaan embung, yang meliputi:

3.3.1 Analisa Kapasitas Tampungan

Pada analisa ini meliputi hubungan antara volume dan luas area terhadap elevasi bendungan, yang dimaksudkan untuk mengetahui volume kapasitas maksimum yang bisa ditampung oleh waduk dan juga untuk mengetahui elevasi mercu bendung dari kapasitas tampungan efektif waduk / embung.

1. Analisa kebutuhan air baku penduduk.

Berkaitan dengan pemenuhan kebutuhan air baku, maka embung Angsokah berfungsi untuk penyediaan air baku penduduk desa Angsokah secara keseluruhan. Analisa kebutuhan air adalah untuk menetapkan kebutuhan air bersih yang diperlukan oleh penduduk beserta fasilitas-fasilitas sosial ekonomi, termasuk menentukan kebutuhan air baku untuk masa mendatang yang didapat dari data jumlah penduduk untuk proyeksi penduduk dengan jangka waktu rencana yang akan datang.

2. Evaporasi.

Evaporasi dimaksudkan untuk mengetahui penguapan air apabila kena sinar matahari yang akan mengurangi volume air yang terdapat di dalam embung. Penguapan atau evaporasi yang dipicu oleh temperatur dari sinar matahari dan angin dihitung dengan menggunakan rumus empiris Penmann.

3.3.2 Analisa Hidrologi

1. Perhitungan curah hujan rata-rata

Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapatkan dari masing-masing stasiun penakar hujan daerah Sampang.

2. Perhitungan curah hujan rencana

Dari hasil perhitungan curah hujan rata – rata, selanjutnya dihitung parameter statistik untuk mengetahui metode distribusi apa yang bisa dilakukan, misalnya *Log Pearson Tipe III* dan selanjutnya bisa dihitung curah hujan rencana dengan periode ulang.

3. Uji kesesuaian distribusi frekuensi curah hujan rencana

Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah suatu data dengan jenis sebaran yang dipilih setelah penggambarannya pada kertas probabilitas, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut, pengujian ini dilakukan dengan 2 cara, yaitu :

- Uji Smirnov Kolmogolov, pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.
- Uji Chi kuadrat, pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.

4. Perhitungan debit banjir rencana

Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamanan tingkat bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode hidrograf *Nakayasu*.

5. Analisa Debit Tersedia Dengan Metode FJ Mock

Metode Mock adalah suatu metoda untuk memperkirakan keberadaan air berdasarkan konsep *water balance*. Keberadaan air yang dimaksud di sini adalah besarnya debit suatu daerah aliran sungai. Data yang digunakan untuk memperkirakan debit ini berupa data klimatologi dan karakteristik daerah aliran sungai.

6. Penelusuran banjir

Perhitungan *reservoir routing* (penelusuran banjir di waduk) untuk mengetahui tinggi air di atas pelimpah dengan menggunakan metode Muskingum.

7. Keseimbangan air (*water balance*)

Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume embung akibat debit *inflow* dan *outflow*. Selanjutnya, dari hasil – hasil perhitungan *inflow* yang diperoleh dari debit banjir andalan (Metode *FJ Mock*) dikurangi dengan evaporasi dan dikurangi lagi dengan *outflow* yang berupa kebutuhan air penduduk, maka hasilnya menjadi volume waduk. Volume – volume *inflow* yang dikurangi *outflow* dari tiap periode 10 harian selama satu tahun dijumlahkan secara komulatif yang selanjutnya bisa dibuat kurva masa dan dapat diketahui kapasitas efektif dengan mengurangkan antara volume komulatif maksimum dan minimum. Dan hasil dari kapasitas efektif dapat diplotkan ke dalam grafik lengkung kapasitas dan dapat diketahui pada elevasi berapa mercu bendung atau *spillway* harus diletakkan.

3.3.3 Analisa Hidrolika

1. Setelah diketahui elevasi mercu bendung/ *spillway*, maka tentukan jenis mercu yang digunakan, misalnya mercu Tipe Ogee dengan hulu tegak. Sedangkan untuk menghitung kedalaman air pada tiap – tiap bagian *spillway*, dihitung dengan *trial error* (coba – coba) dengan azas Bernoulli yang meliputi saluran transisi, saluran peluncur lurus, dan saluran peluncur terompes. Dari kecepatan di saluran peluncur perompes, maka bisa dihitung bilangan Froude (*Froude number*) untuk menentukan tipe peredam energy (kolam olak) yang digunakan.
2. Dimensi tubuh bendungan yang meliputi : tinggi bendungan, kemiringan lereng urugan, tinggi jagaan dan bentang bendungan. Perhitungan tubuh bendungan, diawali dengan menghitung lebar mercu bendungan dan diteruskan dengan perhitungan kemiringan lereng hulu dan hilir bendungan. Selanjutnya dihitung aliran rembesan (filtrasi)

yang terjadi di dalam bendungan yang dipengaruhi oleh adanya drainase pada tumit.

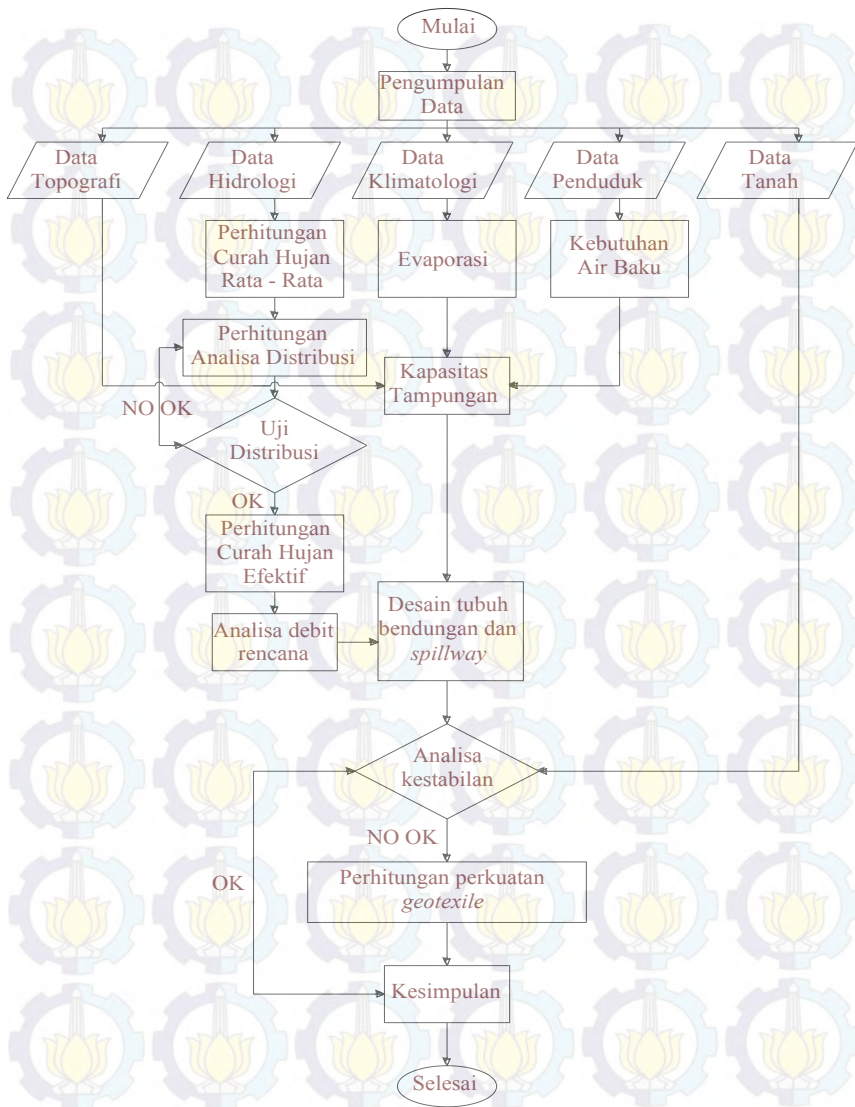
3.3.4 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan dan Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

1. Perhitungan kestabilan tubuh bendungan urugan homogen terhadap longsor dengan metode Fellinius dan program DX-STABL yang meliputi : kestabilan lereng bendungan pada saat bendungan kosong, bendungan pada saat banjir (muka air maksimum), pada saat muka air banjir turun tiba-tiba dan pada saat elevasi muka air turun sama dengan elevasi sedimen (*dead storage*), untuk kebutuhan geotekstil dapat dihitung dari *output* momen-momen yang bekerja dan angka keamanan pada tubuh bendungan.
2. Pelimpah (*spillway*) yang meliputi stabilitas guling, stabilitas geser, stabilitas gaya tekan keatas, stabilitas terhadap daya dukung tanah, kontrol rembesan dan kontrol ketebalan lantai.

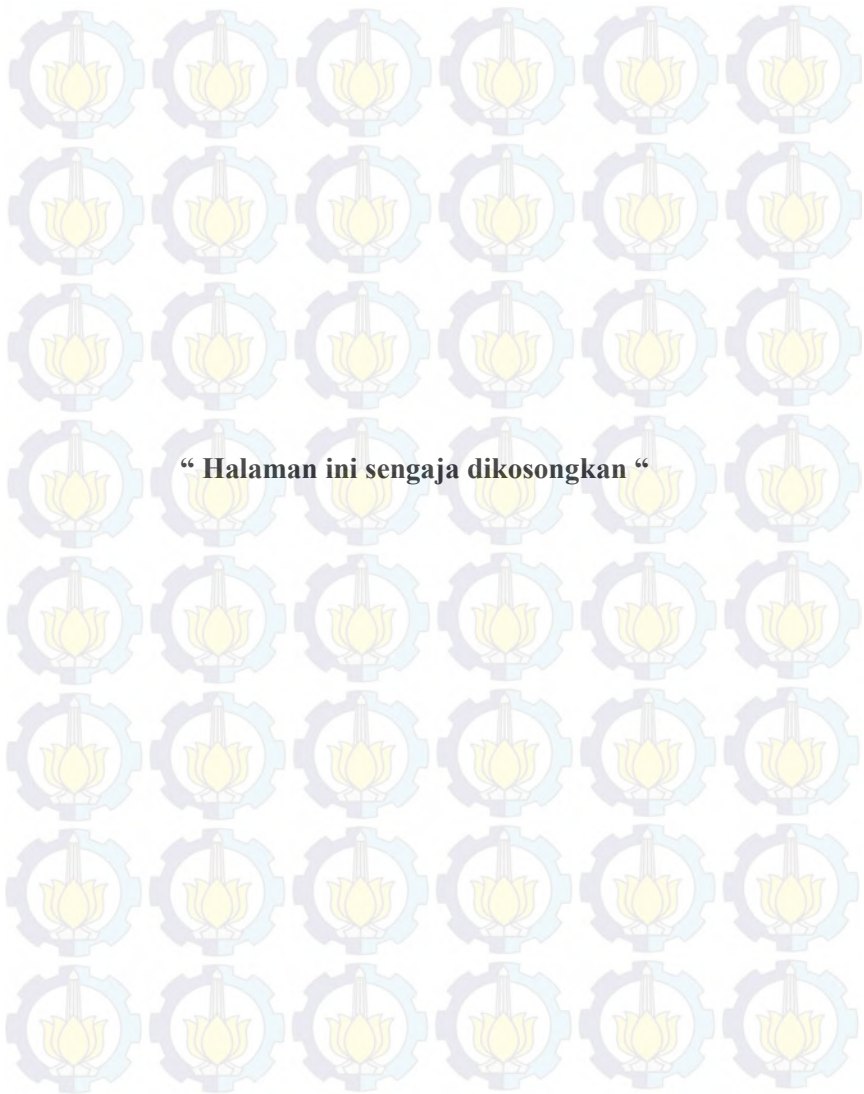
3.3.5 Saluran pengambilan

Saluran pengambilan (*intake*) menggunakan pipa HDPE yang selanjutnya ditampung dalam bak penampungan.

DIAGRAM ALIR



Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir



BAB IV ANALISA HIDROLOGI

4.1. Kebutuhan Air Penduduk

Metode yang digunakan dalam memproyeksi pertumbuhan penduduk adalah Metode Linear Geometri, dengan rumus sebagai berikut :

$$Pt = Po(1 + r)^t \dots\dots\dots (4.1)$$

(Ir. Sarwoko Mangkudiharjo, 1985)

Dimana :

Pt = jumlah penduduk pada t tahun mendatang

Po = jumlah penduduk pada awal tahun proyeksi

r = laju pertumbuhan rata – rata penduduk per tahun

t = banyak perubahan tahun

Untuk perhitungan laju pertumbuhan penduduk dapat dihitung sebagai berikut :

Data penduduk tahun 2005 = 1897 jiwa

Data penduduk tahun 2006 = 1901 jiwa

$$r = \frac{1901 - 1897}{1897} = 0,002$$

Perhitungan laju pertumbuhan (r) di atas dilanjutkan ke tahun berikutnya. Laju pertumbuhan penduduk diantara 2 tahun dari semua data didapatkan laju pertumbuhan rata – rata penduduk per tahun dengan perhitungan sebagai berikut :

$$r = \frac{0,002 + 0,01 + -0,01 + 0,002 + 0,01 + 0,01 + -0,02 + 0,03 + 0,04}{9}$$
$$r = 0,012$$

Untuk lebih jelasnya perhitungan laju rata – rata pertumbuhan penduduk dapat dilihat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1. Laju Pertumbuhan Rata – Rata Penduduk

No	Tahun	Jumlah Penduduk	Laju Pertumbuhan Penduduk
1	2005	1897	0,00
2	2006	1901	0,01
3	2007	1923	-0,01
4	2008	1908	0,00
5	2009	1912	0,01
6	2010	1937	0,01
7	2011	1954	0,02
8	2012	1987	0,03
9	2013	2045	0,04
10	2014	2117	
Pertumbuhan Penduduk Rata - Rata			0,012

(Sumber : Perhitungan)

Contoh perhitungan proyeksi kebutuhan air penduduk sebagai berikut :

Data penduduk tahun 2014 = 2117 orang

Tahun rencana proyeksi penduduk = 2015

Nomer perubahan tahun = 1

Kebutuhan air per orang = 100 liter/ orang/ hari

Proyeksi jumlah penduduk :

$$= 2117 \times (1 + 0,012)^1 = 2143 \text{ jiwa}$$

Kebutuhan air :

$$= \frac{2143 \times 100}{24 \times 3600} = 2,48 \text{ liter/ hari}$$

Kehilangan air 10 % :

$$= 10\% \times 2,48 = 0,248 \text{ liter/ hari}$$

Kebutuhan air total :

$$= 2,48 + 0,248 = 2,729 \text{ liter/ hari}$$

Untuk perhitungan proyeksi kebutuhan air penduduk selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.2. berikut.

Tabel 4.2. Perhitungan Proyeksi Kebutuhan Air Penduduk

No.	Tahun	Proyeksi Jumlah Penduduk	Kebutuhan Air per Orang (lt/ dt/hr)	Kebutuhan Air	Kehilangan Air 10 % (lt/ dtk)	Kebutuhan Air Total
1	2015	2143	100	2,48	0,248	2,729
2	2016	2170	100	2,51	0,251	2,762
3	2017	2196	100	2,54	0,254	2,796
4	2018	2223	100	2,57	0,257	2,831
5	2019	2251	100	2,61	0,261	2,866
6	2020	2279	100	2,64	0,264	2,901
7	2021	2307	100	2,67	0,267	2,937
8	2022	2335	100	2,70	0,270	2,973
9	2023	2364	100	2,74	0,274	3,010
10	2024	2393	100	2,77	0,277	3,047
11	2025	2423	100	2,80	0,280	3,085
12	2026	2453	100	2,84	0,284	3,123
13	2027	2483	100	2,87	0,287	3,161
14	2028	2514	100	2,91	0,291	3,200
15	2029	2545	100	2,95	0,295	3,240
16	2030	2576	100	2,98	0,298	3,280
17	2031	2608	100	3,02	0,302	3,320
18	2032	2640	100	3,06	0,306	3,361
19	2033	2673	100	3,09	0,309	3,403
20	2034	2706	100	3,13	0,313	3,445
21	2035	2739	100	3,17	0,317	3,487
22	2036	2773	100	3,21	0,321	3,531
23	2037	2807	100	3,25	0,325	3,574
24	2038	2842	100	3,29	0,329	3,618
25	2039	2877	100	3,33	0,333	3,663

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel di atas dapat disimpulkan untuk kebutuhan air 25 tahun mendatang adalah 3,663 lt/dtk.

4.2. Analisa Curah Hujan Rata – rata

4.2.1. Penentuan Daerah Aliran Sungai (DAS)

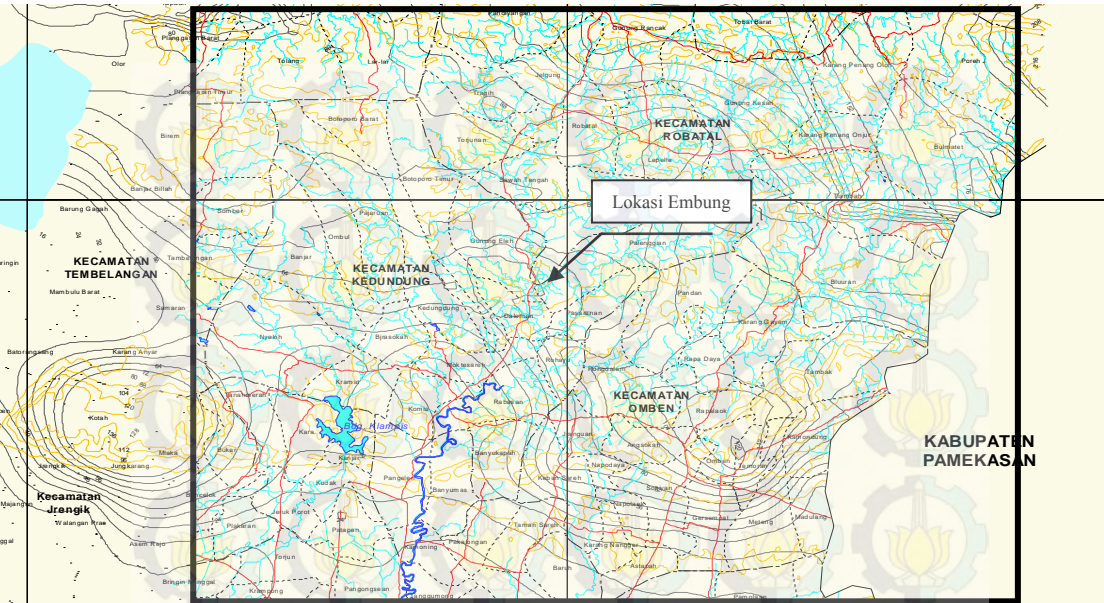
Sebelum menentukan daerah aliran sungai, terlebih dahulu menentukan lokasi bangunan air (Embung) yang akan direncanakan. Dari lokasi ini ke arah hulu, kemudian ditentukan batas daerah aliran sungai dengan menarik garis

imajiner yang menghubungkan titik-titik yang memiliki kontur tertinggi sebelah kiri dan kanan sungai yang ditinjau (Soemarto, 1999).

Penentuan daerah aliran sungai (DAS) dilakukan berdasarkan pada peta rupa bumi skala 1 : 25.000. Adapun cara yang dapat digunakan untuk menentukan luasan DAS dengan menggunakan program AutoCad atau mengplotkan pada peta kemudian pengukuran selanjutnya menggunakan alat *Planimeter*. Penentuan Luas DAS pada penyusunan tugas akhir ini menggunakan Program *AutoCad*. Lokasi Perencanaan Embung Angsokah dapat dilihat pada Gambar 4.2.



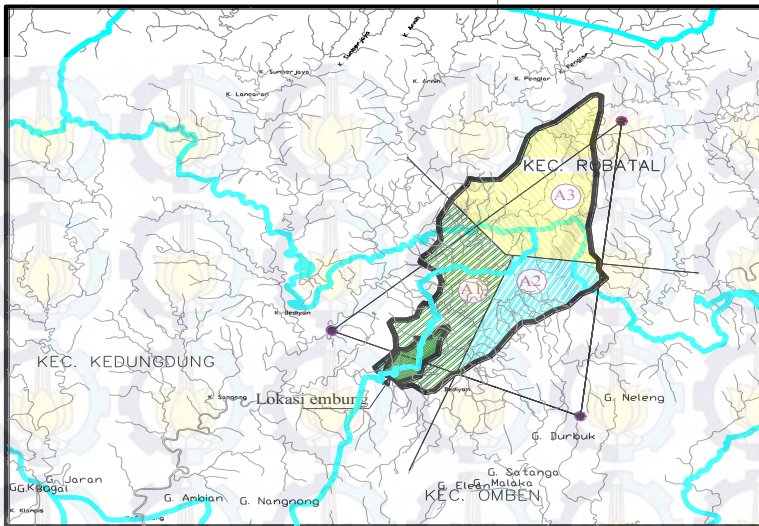
Gambar 4.1. Wilayah Kabupaten Sampang



Gambar 4.2. Peta Topografi Kabupaten Sampang

4.2.2. Penentuan Luas Pengaruh Stasiun Hujan

Adapun jumlah stasiun yang masuk di lokasi DAS Sungai Omben berjumlah tiga buah stasiun yaitu Sta. Kadundung, Sta. Omben dan Sta. Robatal. Penentuan luas pengaruh stasiun hujan dengan Metode Thiessen karena kondisi topografi dan jumlah stasiun memenuhi syarat. Dari tiga stasiun tersebut masing-masing dihubungkan untuk memperoleh luas daerah pengaruh dari tiap stasiun. Di mana masing-masing stasiun mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.3. sebagai berikut :



Gambar 4.3. Luas Stasiun Hujan Metode Thiessen Polygon

Keterangan :

- A1 = Luas DAS akibat pengaruh Sta Kadungdung.
- A2 = Luas DAS akibat pengaruh Sta Omben.
- A3 = Luas DAS akibat pengaruh Sta Robatal.

Tabel 4.3. Luas Pengaruh Stasiun Hujan terhadap DAS

Stasiun hujan	Polygon Thiessen Faktor	
	Luas DAS (km ²)	Rasio A_i/A_{total}
Kadungdung	0,082	0,208
Omben	0,172	0,436
Robatal	0,140	0,356
Total	0,395	1,000

(Sumber : Perhitungan)

Berikut ini data Hujan rata-rata tahunan yang terjadi di stasiun hujan selama 10 tahun.

Tabel 4.4. Data Hujan Rata-rata Tahunan Untuk Mencari Prosentase.

Tahun	Hujan rata-rata tahunan		
	Kadungdung	Omben	Robatal
	A (mm)	B (mm)	C (mm)
1998		1901	513
1999	2001	1264	822
2000	2177	1321	425
2001	1245	665	0
2002	1476	1360	841
2003	1057	1527	424
2004	1206	1514	0
2005	1720,5	1343	533,5
2006	1605	1502	938,1
2007	1307	1726	1406
Rata-rata	1532,722	1412,3	590,26
B-A	-120,422	Prosentase	-7,85675
C-A	-942,462	(%)	-61,4894

(Sumber : Perhitungan)

4.2.3. Analisis Data Curah Hujan Yang Hilang

Untuk melengkapi data curah hujan yang hilang atau rusak dari suatu stasiun hujan, maka diperlukan data dari stasiun lain yang memiliki data yang lengkap dan usahakan letak stasiunnya paling dekat dengan stasiun yang datanya hilang atau rusak tersebut. Untuk perhitungan data curah hujan yang hilang menggunakan cara sebagai berikut :

1. Cara aritmatika

Digunakan bila hujan rata-rata tahunan stasiun datanya tidak lengkap $< 10\%$ perbedaannya dengan stasiun indeks.

2. Cara rasio normal

Digunakan bila hujan rata-rata tahunan stasiun datanya tidak lengkap $> 10\%$ perbedaannya dengan stasiun indeks.

(Soewarno, 1995)

Data tak tercatat/hilang → Hujan rata-rata tahunan pada Sta Kadungdung tahun 1998.

Mencari indeks prosentase sebagai berikut :

- Selisih Hujan rata-rata tahunan Stasiun Omben (B) dan Stasiun Kadungdung (A) = $1412,3 - 1532,722 = -120,42$
- Indeks prosentase = $(-120,42 : 1532,722) \times 100 = -7,85\%$
($-7,85\% < 10\% \rightarrow$ cara aritmatika).

Tabel 4.5. Menghitung Data Curah Hujan Maksimum Metode *Polygon Thiessen* Dan Data Yang Hilang.

Tahun	Tinggi hujan maksimum			
	Kadungdung	Omben	Robatal	Rata-rata
	mm	mm	mm	mm
1998	124,34	131	96	117,163
1999	107	50	45	60,099
2000	100	64	75	75,414
2001	37	73	35	51,983
2002	160	169	45	123,021
2003	50	85	38	60,990
2004	101	70	20	58,676
2005	57	93	42	67,359
2006	60	141	55	93,534
2007	43	95	88	81,675

(Sumber : Perhitungan)

Perhitungan melengkapi data yg hilang dengan cara aritmatik :

- Untuk Stasiun Kadungdung tahun 1998 :

$$R_D = \frac{1}{4} \times (R_A + R_B + R_C + R_E) \dots\dots\dots (4.2)$$

(Soewarno, 1995)

$$R_{1998} = \frac{1}{2} (131 + 96) = 124,34 \text{ mm}$$

Perhitungan metode *Polygon Thiessen*:

$$R_{1998} = (124,34 \times 0,208) + (131 \times 0,436) + (96 \times 0,356)$$

$$R_{1998} = 117,163 \text{ mm.}$$

4.3. Perhitungan Parameter Statistik

Analisa frekuensi bertujuan untuk menentukan metode analisa distribusi yang tepat dalam menentukan tinggi hujan rencana.

Tabel 4.6. Kriteria Pemilihan Jenis Distribusi Frekuensi

No.	Distribusi	Syarat	
		Cs	Ck
1	Normal	0,00	3,00
2	Log Normal	> 0	3Cv
3	Gumbel	1,1396	5,400
4	Pearson III	Fleksibel	Fleksibel
5	Log Pearson III	$0 < Cs < 0,9$	0,300

(sumber : Ir.Sri Harto, BR,1981:180)

Ada beberapa bentuk fungsi distribusi kontinyu (teoritis), yang sering digunakan dalam analisis frekuensi untuk hidrologi, seperti distribusi normal, log normal, Gumbel, Person tipe III dan Log Person tipe III.

4.3.1 Distribusi Normal

Distribusi normal adalah simetris terhadap sumbu vertikal dan berbentuk lonceng yang juga disebut distribusi Gauss. Disribusi normal mempunyai dua parameter yaitu nilai rerata \bar{x} dan deviasi standar S dari populasi.

Tabel 4.7 Perhitungan Parameter Statistik Distribusi Normal.

Tahun	Nilai max (mm)	$[(X-X)]^2$	$[(X-X)]^3$	$[(X-X)]^4$
1	2	3	4	5
1998	117,164	1457,119	55621,456	2123194,603
1999	60,099	356,919	-6743,020	127391,152
2000	75,414	12,798	-45,784	163,790
2001	51,983	729,463	-19701,761	532116,488
2002	123,021	1938,613	85356,487	3758218,631
2003	60,990	324,045	-5833,225	105005,402
2004	58,676	412,716	-8384,488	170334,280
2005	67,359	135,311	-1573,984	18309,102
2006	93,534	211,474	3075,280	44721,134
2007	81,675	7,200	19,319	51,839
Jumlah		5585,657	101790,280	6879506,422

(Sumber : Perhitungan)

4.3.1.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

Berdasarkan perhitungan Tabel 4.7 diatas dapat dihitung parameter Statistik sebagai berikut:

- Hujan harian maksimum rata-rata

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{789,91}{10} = 78,99 \text{ mm}$$

- Deviasi Standart (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = 24,91 \text{ mm}$$

- Koefien Variasi (C_V)

$$C_V = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{24,91}{78,99} = 0,315$$

- Koefisien Kemencengan (C_S)

$$\begin{aligned} C_S &= \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \\ &= \frac{10 \times 101790,279}{(10-1)(10-2) \times 24,91^3} \\ &= 0,914 \end{aligned}$$

- Koefisien Ketajaman/Kurtosis (C_K)

$$\begin{aligned} C_K &= \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \\ &= \frac{10^2 \times 6879506,42}{(10-1) \times (10-2) \times (10-3) \times 24,91^3} \\ &= 3,54 \end{aligned}$$

4.3.1.2 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana Distribusi Normal

Data kejadian hujan harian maksimum yang telah dihitung periode ulangnya, selanjutnya di plot pada kertas grafik peluang umumnya akan berbentuk persamaan garis lurus dengan persamaan garis lurus dengan persamaan sebagai berikut :

$$X_{tr} = \bar{x} + k \cdot S$$

Dimana :

- X_{tr} = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu.
 \bar{x} = nilai rata-rata kejadian.
 S = standar deviasi.
 k = faktor frekuensi, merupakan fungsi peluang Atau periode ulang.

(nilai faktor frekuensi k ditetapkan berdasarkan Periode ulangnya dengan menggunakan Tabel 4.8 Faktor Frekuensi Untuk Sebaran Normal)

Adapun faktor frekuensi k untuk sebaran normal atau sebaran Gauss dapat ditetapkan fungsi periode seperti pada Tabel dibawah ini:

Tabel 4.8 Faktor Frekuensi Untuk Sebaran Normal

Periode Ulang T(tahun)	Peluang	k
1.001	0.999	-3.05
1.110	0.990	-1.28
2.000	0.500	0.00
2.500	0.400	0.25
3.330	0.300	0.52
4.000	0.250	0.67
5.000	0.200	0.84
10.000	0.100	1.28
20.000	0.050	1.64
50.000	0.020	2.05
100.000	0.010	2.33
200.000	0.005	2.58
500.000	0.002	2.88
1000.000	0.001	3.09

(sumber: Dr. Ir. Drs. Nugroho Hadisusanto, 2011:40)

Aplikasi Perhitungan hujan rencana distribusi Normal sebagai berikut :

Hujan harian maksimum periode ulang 2 tahunan

$$X_2 = 78,99 + 0,00 \times 24,91 = 78,991 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dalam tabel 4.9

Tabel 4.9 Perhitungan Curah Hujan Rencana.

Peluang	Periode Ulang (Tahun)	k	Xtr (mm)
0,50	2,00	0,00	78,991
0,20	5,00	0,84	99,918
0,10	10,00	1,28	110,879
0,04	25,00	1,71	121,542
0,02	50,00	2,05	130,062
0,01	100,00	2,33	137,037

(Sumber : Perhitungan)

4.3.2 Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel banyak digunakan pada perhitungan hujan harian maksimum untuk menentukan kejadian yang ekstrem. Selanjutnya dengan penjabaran lebih lanjut, pada sebaran gumbel mempunyai nilai koefisien skewness $C_v = 1.1396$ dan koefisien kurtosis $C_k = 5.4002$, sedangkan nilai Y , faktor reduksi Gumbel merupakan fungsi dari besarnya peluang atau periode seperti ditunjukkan pada Tabel 4.10. Persamaan garis lurus sebaran Gumbel juga dapat didekati dengan persamaan:

$$X = \bar{x} + k \cdot S$$

Dengan :

X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu.

- \bar{x} = nilai rata-rata kejadian.
 S = standar deviasi kejadian.
 k = faktor frekuensi.

Faktor frekuensi k untuk nilai-nilai ekstrim GUMBEL ditulis dengan rumus berikut ini:

$$k = \frac{Y_T - Y_n}{s_n}$$

Dengan :

Y_T = Reduced variate

$$Y_T = -\ln \left[-\ln \left\{ \frac{Tr}{Tr-1} \right\} \right]$$

Y_n = Reduced mean yang tergantung dari besarnya sampel n .

s_n = Reduced standard deviation yang tergantung dari besarnya sampel n .

Tabel 4.10 Nilai Variabel Reduksi Gumbel.

No	Periode Ulang	Tr/(Tr-1)	Yt
1	2	2,0	0,366513
2	5	1,25	1,49994
3	10	1,1111	2,250367
4	25	1,0417	3,198534
5	50	1,0204	3,901939
6	100	1,0101	4,600149

(sumber: Soewarno)

Tabel 4.11 Perhitungan Parameter Statistik Distribusi Gumbel.

No.	Tahun	X (mm)	$X_{\text{pengurutan}}$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
1	1998	117,16	123,02	44,03	1938,62	85356,67	3758229,11
2	1999	60,10	117,16	38,17	1457,10	55620,25	2123133,14
3	2000	75,41	93,53	14,54	211,47	3075,30	44721,51
4	2001	51,98	81,67	2,68	7,20	19,32	51,84
5	2002	123,02	75,41	-3,58	12,80	-45,78	163,78
6	2003	60,99	67,36	-11,63	135,31	-1573,97	18308,91
7	2004	58,68	60,99	-18,00	324,04	-5833,20	105004,69
8	2005	67,36	60,10	-18,89	356,92	-6742,99	127390,32
9	2006	93,53	58,68	-20,32	412,71	-8384,45	170333,25
10	2007	81,67	51,98	-27,01	729,46	-19701,69	532114,07
		Σ	789,91	0,00	5585,63	101789,45	6879450,63
		\bar{X}	78,99				

(Sumber : Perhitungan)

4.3.2.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

- Hujan harian maksimum rata-rata

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{789,91}{10} = 78,99 \text{ mm}$$

- Deviasi Standart (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = 24,91 \text{ mm}$$

- Koefien Variasi (C_V)

$$C_V = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{24,91}{78,99} = 0,315$$

- Koefisien Kemencengan (C_s)

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$$

$$= \frac{10 \times 101790,279}{(10-1)(10-2) \times 24,91^3}$$

$$= 0,914$$

- Koefisien Ketajaman/Kurtosis (C_K)

$$C_K = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4}$$

$$= \frac{10^2 \times 6879506,42}{(10-1)(10-2)(10-3) \times 24,91^4}$$

$$= 3,54$$

Tabel 4.12 Tabel Harga Reduced Mean (Y_n)

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4952	33	0,5388	56	0,5508	79	0,5567
11	0,4996	34	0,5396	57	0,5511	80	0,5569
12	0,5035	35	0,5403	58	0,5515	81	0,557
13	0,5070	36	0,541	59	0,5518	82	0,5572
14	0,5100	37	0,5413	60	0,5521	83	0,5574
15	0,5128	38	0,5424	61	0,5524	84	0,5576
16	0,5157	39	0,543	62	0,5527	85	0,5578
17	0,5181	40	0,5436	63	0,553	86	0,558
18	0,5202	41	0,5442	64	0,5533	87	0,5581
19	0,522	42	0,5448	65	0,5536	88	0,5583
20	0,5236	43	0,5453	66	0,5538	89	0,5585
21	0,5252	44	0,5458	67	0,554	90	0,5586

(Sumber : Soewarno. 1995 : 129)

Tabel 4.13 Tabel Harga Reduced Deviation (Sn)

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Yn
10	0.9496	33	1.1226	56	1.1696	79	1.193
11	0.9676	34	1.1255	57	1.1708	80	1.1938
12	0.9833	35	1.1285	58	1.1721	81	1.1945
13	0.9971	36	1.1313	59	1.1734	82	1.1953
14	1.0095	37	1.1339	60	1.1747	83	1.1959
15	1.0206	38	1.1363	61	1.1759	84	1.1967
16	1.1316	39	1.1388	62	1.177	85	1.1973
17	1.0411	40	1.1413	63	1.1782	86	1.198
18	1.0493	41	1.1436	64	1.1793	87	1.1987
19	1.0565	42	1.1458	65	1.1803	88	1.1994
20	1.0628	43	1.148	66	1.1814	89	1.2001
21	1.0686	44	1.1499	67	1.1824	90	1.2007
22	1.0754	45	1.1519	68	1.1834	91	1.2013
23	1.0811	46	1.1538	69	1.1844	92	1.202
24	1.0864	47	1.1557	70	1.1854	93	1.2026
25	1.0915	48	1.1574	71	1.1863	94	1.2032
26	1.0961	49	1.159	72	1.1873	95	1.2038
27	1.1004	50	1.1607	73	1.1881	96	1.2044
28	1.1047	51	1.1623	74	1.189	97	1.2049
29	1.1086	52	1.1638	75	1.1898	98	1.2055
30	1.1124	53	1.1658	76	1.1906	99	1.206
31	1.1159	54	1.1667	77	1.1915	100	1.2065
32	1.1193	55	1.1681	78	1.1923		

(Sumber : Soewarno. 1995 : 130)

$$n = 10$$

$$Y_n = 0,4952$$

$$S_n = 0,9496$$

4.3.2.2 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana Distribusi Gumbel

Contoh perhitungan :

Untuk 2 Tahun

$T_r = 2$ tahun

$$Y_T = -\ln \left[-\ln \left\{ \frac{T_r}{T_r - 1} \right\} \right]$$

$$Y_T = -\ln \left[-\ln \left\{ \frac{2}{2 - 1} \right\} \right] = 0,367$$

$$n = 10$$

$$Y_n = 0,4952$$

$$S_n = 0,9496$$

$$k = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} = \frac{0,367 - 0,4952}{0,9496} = -0,136$$

$$X_{tr} = \bar{x} + k \cdot S$$

Aplikasi Perhitungan hujan rencana distribusi Gumbel sebagai berikut :

Hujan harian maksimum periode ulang 2 tahunan

$$X_2 = 78,99 + -0,136 \times 24,91 = 75,615 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dalam tabel 4.14

Tabel 4.14 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.

No	T	Yt	k	Xt
1	2	0,367	-0,1355	75,6153
2	5	1,5	1,0581	105,35
3	10	2,25	1,8483	125,037
4	25	3,199	2,8468	149,912
5	50	3,902	3,5876	168,366
6	100	4,6	4,3228	186,683

(Sumber : Perhitungan)

4.3.3 Distribusi Log Normal

Setelah didapat data hujan harian maksimum maka hujan rencana dengan periode ulang tertentu dapat di estimasi dengan Metode Log Normal. Dalam analisa hujan rencana yang diambil adalah hujan rencana dengan periode ulang 1.1, ulang 2 tahun, 5 tahun dan 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan.

Estimasi hujan rencana dengan metode Log Normal dengan kala ulang yang dikehendaki mengikuti persamaan :

$$\bullet \log X = \overline{\log X} + k (\overline{\text{Slog} X})$$

$$\bullet \overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n}$$

$$\bullet \overline{\text{Slog} X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$$

$$Cs = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(Sd \log X)^3}$$

Dimana :

Log X = Nilai Logaritma Dari X

$\overline{\log X}$ = Nilai Rata – Rata dari Log X

n = Jumlah data

Cs = Koefisien Kemencengan

$Sd \log X$ = Standart Deviasi dari Log X

k = Faktor frekuensi, merupakan fungsi peluang atau periode ulang.

Nilai k dapat diketahui dari tabel Faktor frekuensi untuk sebaran normal.

Tabel 4.15 Perhitungan Parameter Statistik Cara Logaritma.

Tahun	Nilai Max (X)	Log (X)	Log[X - X] ²	Log[X - X] ³	Log[X - X] ⁴
1998	117,16	2,0688	0,03579	0,00677	0,00128
1999	60,10	1,7789	0,01015	-0,00102	0,00010
2000	75,41	1,8775	0,00000	0,00000	0,00000
2001	51,98	1,7159	0,02681	-0,00439	0,00072
2002	123,02	2,0900	0,04425	0,00931	0,00196
2003	60,99	1,7853	0,00890	-0,00084	0,00008
2004	58,68	1,7685	0,01235	-0,00137	0,00015
2005	67,36	1,8284	0,00262	-0,00013	0,00001
2006	93,53	1,9710	0,00835	0,00076	0,00007
2007	81,67	1,9121	0,00105	0,00003	0,00000
Σ	789,91	18,7961	0,15029	0,00912	0,00437
\bar{X}	78,99	1,8796	0,01503	0,01594	0,00044

(Sumber : Perhitungan)

4.3.3.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

1. Perhitungan Standart Deviasi (S)

$$\overline{S\log X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0,150}{10 - 1}} = 0,129$$

2. Perhitungan Koefisien Skewness (Cs)

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n - 1)(n - 2)(\overline{S\log X})^3} \\ &= \frac{10 \times 0,00911}{(10 - 1) \times (10 - 2) \times 0,129^3} = 0,586 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Koefisien Kurtosis (Ck)

$$\begin{aligned} C_k &= \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)(\overline{S\log X})^4} \\ &= \frac{10^2 \times 0,00437}{(10 - 1) \times (10 - 2) \times (10 - 3) \times 0,129^4} = 3,109 \end{aligned}$$

4.3.3.2 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana Distribusi Log Normal.

Aplikasi Perhitungan hujan rencana distribusi Log Normal sebagai berikut :

$$X_{tr} = \bar{x} + k \cdot S \quad (\text{nilai } k \text{ ditetapkan berdasarkan Tabel 4.6})$$

Hujan harian maksimum periode ulang 2 tahunan

$$\begin{aligned} X_2 &= 1,879 + 0,00 \times 0,129 = 1,879 \text{ mm} \\ \text{anti log } 1,879 &= 75,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dalam tabel 4.16

Tabel 4.16 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.

Peluang (%)	Periode ulang T (Tahun)	k	Log Xtr	Xtr (mm)
0,50	2,00	0,00	1,8796	75,79
0,20	5,00	0,84	1,9882	97,31
0,10	10,00	1,28	2,0450	110,92
0,04	25,00	1,71	2,1003	125,99
0,02	50,00	2,05	2,1445	139,48
0,01	100,00	2,33	2,1807	151,60

(Sumber : Perhitungan)

4.3.4 Distribusi Pearson Type III

Metode Pearson Type III dimana nilai Cs dan Ck fleksibel. Dalam perhitungan parameter statistik ini, data hujan pada tabel 4.17. diurutkan atau diranking terlebih dahulu. Berikut ini hasil perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.17.

Tabel 4.17. Hasil Perhitungan Parameter Statistik Pearson Type III

No.	tahun	R	R diranking	$R - \bar{R}$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1	1998	117,16	123,02	44,03	1938,62	85356,67	3758229,11
2	1999	60,10	117,16	38,17	1457,10	55620,25	2123133,14
3	2000	75,41	93,53	14,54	211,47	3075,30	44721,51
4	2001	51,98	81,67	2,68	7,20	19,32	51,84
5	2002	123,02	75,41	-3,58	12,80	-45,78	163,78
6	2003	60,99	67,36	-11,63	135,31	-1573,97	18308,91
7	2004	58,68	60,99	-18,00	324,04	-5833,20	105004,69
8	2005	67,36	60,10	-18,89	356,92	-6742,99	127390,32
9	2006	93,53	58,68	-20,32	412,71	-8384,45	170333,25
10	2007	81,67	51,98	-27,01	729,46	-19701,69	532114,07
Jumlah			789,91	0,00	5585,63	101789,45	6879450,63
\bar{R}			78,99				

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel 4.17. di atas maka diperoleh parameter – parameter sebagai berikut :

- Nilai rata – rata (mean) :

$$\bar{R} = \frac{\sum R}{n} = \frac{789,91}{10} = 78,99$$

- Standar deviasi

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{5585,63}{10 - 1}} = 24,91$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{R}} = \frac{24,91}{78,99} = 0,315$$

- Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (R - \bar{R})^3}{(n - 1)(n - 2)Sd^3}$$

$$= \frac{10 \times 101789,45}{(10 - 1) \times (10 - 2) \times 24,91^3} = 0,91$$

- Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum (R - \bar{R})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)Sd^4}$$

$$= \frac{10^2 \times 6879450,63}{(10 - 1) \times (10 - 2) \times (10 - 3)24,91^4} = 3,54$$

4.3.4.1 Perhitungan Analisa Distribusi Pearson Type III

Perhitungan hujan rencana metode Pearson Tipe III menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Rt = \bar{R} + k . Sd \dots\dots\dots (4.3)$$

Dimana :

R_t = curah hujan rencana dengan periode T tahun (mm)

\bar{R} = curah hujan maksimum rata-rata (mm)

S_d = standar deviasi

k = faktor dari sifat distribusi Pearson Tipe III, yang didapat dari tabel fungsi C_s dan probabilitas kejadian. (tabel 2.4 nilai k metode Pearson Tipe III Bab II)

Perhitungan hujan rencana (T) R_2 tahun adalah sebagai berikut:

$\bar{R} = 78,99$ mm

Faktor distribusi = -0,150 (dari tabel 2.1 nilai k Pearson tipe III Bab II)

$S_d = 24,91$

$R_2 = 78,99 \times (-0,150) \times 24,91 = 75,247$ mm.

Selanjutnya dapat ditabelkan hasil perhitungan analisa distribusi metode Pearson Tipe III pada tabel 4.18. berikut :

Tabel 4.18. Hujan Rencana Dengan Metode Pearson Tipe III

No.	Periode Ulang (T)	Curah Hujan Rata-rata (\bar{R})	Faktor Distribusi (k)	Std. Deviasi	Curah Hujan Rencana (R_t)
1	2	78,991	-0,1503	24,912	75,247
2	5	78,991	0,7674	24,912	98,110
3	10	78,991	1,3391	24,912	112,353
4	25	78,991	2,0216	24,912	129,354
5	50	78,991	2,5043	24,912	141,380
6	100	78,991	2,966	24,912	152,890

(Sumber : Perhitungan)

4.3.5 Distribusi Log Pearson Tipe III

Setelah didapat data hujan harian maksimum maka hujan rencana dengan periode ulang tertentu dapat di estimasi dengan Metode Log Pearson Tipe III. Dalam analisa hujan rencana yang diambil adalah hujan rencana dengan

periode ulang 1.1, ulang 2 tahun, 5 tahun dan 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun.

Estimasi hujan rencana dengan metode Log Pearson tipe III dengan kala ulang yang dikehendaki mengikuti persamaan :

$$\bullet \log X = \overline{\log X} + k (\text{Slog} X)$$

$$\bullet \overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n}$$

$$\bullet \text{Slog} X = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$$

$$\bullet Cs = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(\text{Slog} X)^3}$$

Dimana :

$\log X$ = Nilai Logaritma Dari X

$\overline{\log X}$ = Nilai Rata – Rata dari Log X

n = Jumlah data

Cs = Koefisien Kemencengan

$\text{SdLog} X$ = Standart Deviasi dari Log X

k = Karakteristik dari distribusi Log Pearson

Tipe III

Nilai k dapat diketahui dari tabel distribusi Log Pearson Tipe III berdasarkan nilai kemencengan Cs dan periode ulang yang direncanakan. Untuk menghitung nilai Cs dihitung melalui Tabel 2.4 pada lampiran dan selanjutnya dihitung standart deviasi dan seterusnya nilai Cs. sebagai berikut. Hasil perhitungan selanjutnya dalam tabel 4.19.

Tabel 4.19 Perhitungan Parameter Statistik Cara Logaritma

No	Tahun	X	Log X	$(\text{LogX} - \overline{\text{Log X}})^2$	$(\text{LogX} - \overline{\text{Log X}})^3$	$(\text{LogX} - \overline{\text{Log X}})^4$
1	1998	117,16	2,0688	0,03578925	0,00677063	0,00128087
2	1999	60,10	1,7789	0,01014941	-0,00102250	0,00010301
3	2000	75,41	1,8775	0,00000467	-0,00000001	0,00000000
4	2001	51,98	1,7159	0,02681484	-0,00439099	0,00071904
5	2002	123,02	2,0900	0,04425436	0,00930967	0,00195845
6	2003	60,99	1,7853	0,00890242	-0,00083997	0,00007925
7	2004	58,68	1,7685	0,01235473	-0,00137325	0,00015264
8	2005	67,36	1,8284	0,00262310	-0,00013435	0,00000688
9	2006	93,53	1,9710	0,00834575	0,00076243	0,00006965
10	2007	81,67	1,9121	0,00105463	0,00003425	0,00000111
		Σ	18,7961	0,15029316	0,00911591	0,00437090
		$\overline{\text{Log X}}$	1,88	0,015	0,000911591	0,00043709

(Sumber : Perhitungan)

4.3.4.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

1. Perhitungan Standart Deviasi (S)

$$\overline{S\log X} = \sqrt{\frac{\Sigma(\log X - \overline{\log X})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0,150}{10 - 1}} = 0,129$$

2. Perhitungan Koefisien Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n \Sigma(\log X - \overline{\log X})^3}{(n - 1)(n - 2)(\overline{S\log X})^3}$$

$$= \frac{10 \times 0,00911}{(10 - 1) \times (10 - 2) \times 0,129^3} = 0,586$$

3. Perhitungan Koefisien Kurtosis (C_k)

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\text{Slog}X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(\text{Slog}X)^4}$$

$$= \frac{10^2 \times 0,00437}{(10-1) \times (10-2) \times (10-3) \times 0,129^4} = 3,109$$

4.3.4.2 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana Metode Log Pearson Tipe III.

$$X_{tr} = \bar{x} + k \cdot S \quad (\text{nilai } k \text{ ditetapkan berdasarkan nilai } C_s = 0,586)$$

Dimana:

X_{tr} = nilai logaritma X

\bar{x} = nilai rata-rata X

S = standar deviasi X

k = karakteristik distribusi log-pearson tipe III, yang nilainya tergantung dari nilai C_s

Aplikasi Perhitungan hujan rencana distribusi Log Pearson tipe III sebagai berikut :

Diket $C_s = 0,586 \rightarrow$ Nilai k dengan cara Interpolasi periode ulang 2 tahunan = - 0,099

Hujan harian maksimum periode ulang 2 tahunan

$$X_2 = 1,879 + -0,099 \times 0,129 = 1,866 \text{ mm}$$

$$\text{anti log } 1,866 = 73,59 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dalam tabel 4.20

Tabel 4.20 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.

No	Periode	peluang %	Log X	k	S Log X	Log X _{tr}	X _{tr}
1	2	50	1,8796	-0,099	0,129	1,867	73,59
2	5	20	1,8796	0,8	0,129	1,983	96,1596
3	10	10	1,8796	1,328	0,129	2,051	112,518
4	25	4	1,8796	1,939	0,129	2,130	134,952
5	50	2	1,8796	2,359	0,129	2,184	152,917
6	100	1	1,8796	2,755	0,129	2,236	172,04

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.21 Rekapitulasi Perhitungan Syarat Distribusi

No.	Distribusi	Syarat		Hasil Perhitungan		Keputusan	
		Cs	Ck	Cs	Ck	Cs	Ck
1	Normal	0,00	3,00	0,914	3,540	tidak ok	tidak ok
2	Log Normal	> 0	3Cv	0,586	3,110	ok	tidak ok
3	Gumbel	1,1396	5,400	0,914	3,540	tidak ok	tidak ok
4	Pearson III	Fleksibel	Fleksibel	0,914	3,544	ok	ok
5	Log Pearson III	$0 < C_s < 0,9$	0,300	0,586	3,109	tidak ok	tidak ok

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel 4.21, dapat diketahui bahwa perhitungan distribusi hujan rencana dengan metode Person Tipe III yang memenuhi syarat. Maka metode Person Tipe III bisa di uji kesesuaian distribusinya, dan digunakan untuk perhitungan dalam menetapkan nilai yang paling ekstrem.

4.4. Uji Kesesuaian Distribusi

4.4.1. Uji Chi Kuadrat

Langkah – langkah perhitungan uji Chi Kuadrat adalah sebagai berikut :

- Jumlah data (n) = 10
- Taraf signifikan α = 5%

- Jumlah kelas (K) = $1 + 1,322 \ln n$
 $= 1 + 1,322 \times \ln(10)$
 $= 4,04 \rightarrow \text{dibulatkan } 4$
- Peluang Interval (P) = $1/G = 1/4 = 0,25$
 - sub grup I = $X \leq 0,25$
 - sub grup II = $0,25 \leq P \leq 0,5$
 - sub grup III = $0,5 \leq P \leq 0,75$
 - sub grup IV = $P \geq 0,75$
- Derajat kebebasan (DK) = $G - R - 1$
 $= 4 - 2 - 1$
 $= 1$

Tabel 4.22. Nilai Kritis

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,000393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750

(Sumber : Soewarno. 1995 : 222)

Dari hasil perhitungan distribusi *Pearson Tipe III* diperoleh harga :

$$\bar{R} = 78,99 \text{ mm}$$

$$Sd = 24,91$$

$$\text{Untuk } P = 1 - 0,25 = 0,75$$

$$R = 78,99 + (-0,67 \times 24,91) = 62,30 \text{ mm}$$

$$\text{Untuk } P = 1 - 0,5 = 0,5$$

$$R = 78,99 + (0 \times 24,91) = 78,99 \text{ mm}$$

$$\text{Untuk } P = 1 - 0,75 = 0,25$$

$$R = 78,99 + (0,67 \times 24,91) = 95,68 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\text{Sub group I} : x \leq 62,30$$

$$\text{Sub group II} : 62,30 < x \leq 78,99$$

Sub group III : $78,99 < x \leq 95,68$

Sub group IV : $x > 95,68$

Pemilahan sub group tinggi hujan rencana tabel 4.17. berdasarkan uji Chi Kuadrat dapat dilanjutkan dalam tabel 4.23. sebagai berikut :

Tabel 4.23. Perhitungan Uji Chi Kuadrat

no	Interval Curah Hujan	O _i	E _i	(O _i - E _i) ²	(O _i -E _i) ² /E _i
1	0 - 62,30	4	2,5	2,25	0,90
2	62,30 - 78,99	2	2,5	0,25	0,10
3	78,99 - 95,68	2	2,5	0,25	0,10
4	> 95,68	2	2,5	0,25	0,10
		10	10		1,20

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel 4.23. di atas didapat harga $Xh^2 = 1,20$, dengan derajat kebebasan (dk) = 1. Berdasarkan tabel 4.22. nilai kritis untuk distribusi Chi-Kuadrat, pada derajat kepercayaan (α) = 5% diperoleh nilai $X^2 = 3,841$ berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa $Xh^2 < X^2$ yaitu, $1,20 < 3,841$ sehingga persamaan Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

4.4.2. Uji Smirnov Kolmogorov

Prosedurnya adalah sebagai berikut

1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut ;

X_1 P(X_1)

X_2 P(X_2)

X_3 P(X_3)

X_4 P(X_4)

2) Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

X_1 P'(X_1)

$$\begin{aligned} X_1 & P'(X_1) \\ X_m & P'(X_m) \\ X_n & P'(X_n) \end{aligned}$$

3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 (Tabel 2.5 Bab II)

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Berikut perhitungan uji Smirnov Kolmogorov :

Tabel 4.24. Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov

Xi	m	P(X)	P(X<)	f(t)	tabel II	P'(X)	P'(X<)	D
		m/(n+1)	kol2-kol3	(X-Xrata)/Sd		1-kol6	1-kol7	kol4-kol8
1	2	3	4	5	6	7	8	
123,021	1	0,091	0,909	1,767	0,9678	0,0322	0,9678	-0,0587
117,163	2	0,182	0,818	1,532	0,9394	0,0606	0,9394	-0,1212
93,534	3	0,273	0,727	0,584	0,7422	0,2578	0,7422	-0,0149
81,675	4	0,364	0,636	0,108	0,5596	0,4404	0,5596	0,0768
75,414	5	0,455	0,545	-0,144	0,4404	0,5596	0,4404	0,1051
67,359	6	0,545	0,455	-0,467	0,2912	0,7088	0,2912	0,1633
60,990	7	0,636	0,364	-0,723	0,2266	0,7734	0,2266	0,1370
60,099	8	0,727	0,273	-0,758	0,2015	0,7985	0,2015	0,0712
58,676	9	0,818	0,182	-0,815	0,1977	0,8023	0,1977	-0,0159
51,983	10	0,909	0,091	-1,084	0,1251	0,8749	0,1251	-0,0342

(Sumber = Perhitungan)

Dari perhitungan pada tabel 4.24. didapatkan D_{\max} sebesar 0,163. Berdasarkan Tabel Nilai kritis D_0 untuk Uji Smirnov - Kolmogorov, dengan derajat kepercayaan 5 % ditolak dan $n = 10$, maka diperoleh $D_0 = 0,41$. Sehingga bisa didapat kesimpulan

BAB V

ANALISA BANGUNAN PELIMPAH

5.1 Analisa Mercu Pelimpah

Jenis mercu yang digunakan adalah mercu Ogee Tipe I dengan hulu tegak.

Dari perhitungan sebelumnya didapat hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q &= 8,014 \text{ m}^3/\text{detik} \\ H_o &= 104,021 - 103,00 \\ &= 1,021 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar Pelimpah} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Pelimpah} = 4 \text{ m}$$

Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \dots\dots\dots (5.1)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

dimana :

X dan Y = koordinat – koordinat permukaan hilir

hd = tinggi energi rencana di atas mercu

k dan n = parameter (tabel 2.7)

Dari tabel 2.7 diketahui nilai $k = 2$ dan nilai $n = 1,85$ untuk hulu tegak, sehingga persamaan menjadi seperti berikut :

$$\frac{Y}{1,02} = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{1,02} \right)^{1,85}$$

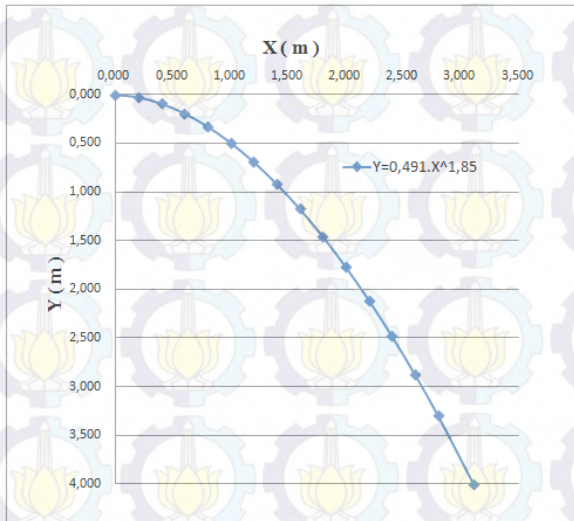
$$Y = 0,491X^{1,85}$$

Dari persamaan tersebut, selanjutnya dapat ditabelkan dan digambar grafik seperti berikut.

Tabel 5.1. Perhitungan Lengkung Hilir Pelimpah

X	Y
0,000	0,000
0,200	0,025
0,400	0,090
0,600	0,191
0,800	0,325
1,000	0,491
1,200	0,688
1,400	0,915
1,600	1,172
1,800	1,457
2,000	1,770
2,200	2,112
2,400	2,481
2,600	2,876
2,800	3,299
3,107	4,000

(Sumber : Perhitungan)



(Sumber : Perhitungan)

Gambar 5.1. Grafik Lengkung Mercu Hilir

Sedangkan pada hulu mercu perhitungan menggunakan rumus yang sudah tertera pada gambar mercu Ogee Tipe I (gambar 2.1).

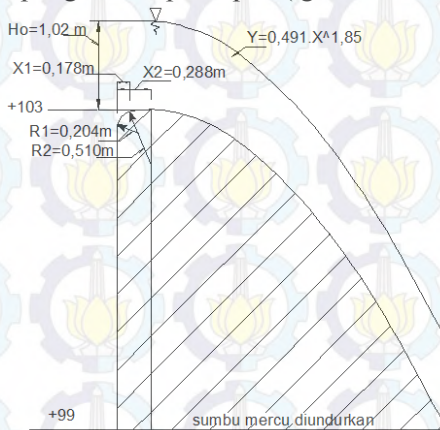
$$\begin{aligned} X1 &= 0,175 \times H_o \\ &= 0,175 \times 1,02 \text{ m} \\ &= 0,178 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X2 &= 0,282 \times H_o \\ &= 0,282 \times 1,02 \text{ m} \\ &= 0,288 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R1 &= 0,2 \times H_o \\ &= 0,2 \times 1,02 \text{ m} \\ &= 0,204 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R2 &= 0,5 \times H_o \\ &= 0,5 \times 1,02 \text{ m} \\ &= 0,51 \text{ m} \end{aligned}$$

Selanjutnya dari hasil perhitungan di atas dapat dibuat penampang mercu pelimpah (gambar 5.2).



(Sumber : Perhitungan)

Gambar 5.2. Penampang Mercu Pelimpah

5.2 Saluran Pengarah

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data – data sebagai berikut :

$$Q = 8,014 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$H_o = 1,021 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Pelimpah} = 10 \text{ m}$$

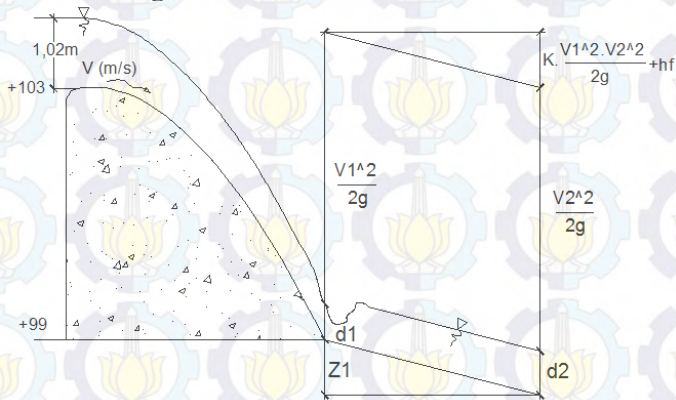
$$\text{Tinggi Pelimpah} = 4 \text{ m}$$

$$Q = A \times V$$

$$8,014 = [(4 + 1,021) \times 10] \times V$$

$$V = 0,159 \text{ m}/\text{detik} \leq 4 \text{ m}/\text{detik} \text{ (OKE)}$$

5.3 Saluran Pengatur



(Sumber : Perhitungan)

Gambar 5.3. Skema Penampang Memanjang Saluran Pengatur

Perhitungan saluran pengatur menggunakan rumus dasar sebagai berikut :

$$V_1 = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} H_1 + z \right)} \dots \dots \dots (5.2)$$

Dimana :

V = kecepatan awal loncatan (m/ dt)

g = percepatan gravitasi (m/ dt²)

H_1 = tinggi air di atas mercu (m)

z = tinggi jatuh (m)

Dari perhitungan sebelumnya telah diperoleh data sebagai berikut :

$$Q = 8,014 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$H_1 = 1,021 \text{ m}$$

$$Z = 4 \text{ m}$$

$$V1 = \sqrt{2 \cdot 9,8 \left(\frac{1}{2} \cdot 1,021 + 4,0 \right)}$$

$$V1 = 3,877 \text{ m/detik}$$

$q = Vy_1$, dimana q adalah debit per satuan lebar

$$\frac{8,014}{10} = 3,877 \times y_1$$

$$y_1 = d1 = 0,206 \text{ m}$$

Panjang saluran transisi :

$$B1 = 10 \text{ m}$$

$$B2 = 8 \text{ m}$$

$$\theta = 12,5^\circ$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \Delta B}{\tan \theta}$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} (10 - 8)}{\tan 12,5^\circ}$$

$$L = 4,51 \approx 5 \text{ m}$$

$$P = b + 2h = 10 + (2 \times 0,206) = 10,41 \text{ m}$$

$$A = b \times h = 10 \times 0,206 = 2,067 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2,067}{10,41} = 0,198 \text{ m}$$

Untuk perhitungan kedalaman dan kecepatan air pada titik kontrol 2 dengan cara coba – coba dan didapat hasil sebagai berikut :

$$n = 0,011 \text{ (beton acian)}$$

$$k = 0,2$$

$$\text{misal } d2 = 1,12 \text{ m}$$

$$P = b + 2h = 8 + (2 \times 1,12) = 10,24 \text{ m}$$

$$A = b \times h = 8 \times 1,12 = 8,96 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{8,96}{10,24} = 0,875 \text{ m}$$

$$V2 = \frac{Q}{A} = \frac{8,014}{8,96} = 0,894 \text{ m/detik}$$

$$E_1 = Z_1 + d1 + \frac{V1^2}{2g} = 0,3 + 0,206 + \frac{3,87^2}{9,8 \times 2} = 1,27 \text{ m}$$

$$Sf1 = \frac{V1^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} = \frac{3,87^2 \times 0,011^2}{0,19^{4/3}} = 0,015$$

$$Sf2 = \frac{V2^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} = \frac{0,894^2 \times 0,011^2}{0,875^{4/3}} = 0,00011$$

$$Sf \text{ rata - rata} = \frac{Sf1 + Sf2}{2} = 0,0079$$

$$hf = Sf \cdot L = 0,0079 \times 5 = 0,039 \text{ m}$$

$$he = k \frac{\Delta V^2}{2g} = 0,2 \frac{(3,877 - 0,89)^2}{2 \times 9,8} = 0,090 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_2 &= Z_2 + d2 + \frac{V2^2}{2g} + he + hf \\ &= 0 + 1,12 + \frac{0,89^2}{2 \times 9,8} + 0,090 + 0,039 = 1,291 \text{ m} \end{aligned}$$

$E1 \neq E2 \rightarrow 1,27 \text{ m} \neq 1,291 \text{ m}$ (perhitungan dilanjutkan pada tabel 5.2 dengan mencoba menggunakan nilai h yang lain)

Tabel 5.2. Perhitungan coba – coba Saluran Transisi

d_1 (m)	b (m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$R^{4/3}$ (m)	V_2 (m/dtk)	Sf_2	Sf_1	Sf rata-rata	hf (m)	he (m)	E_1 (m)	E_2 (m)	ΔE (m)
1,120	8,000	8,960	10,240	0,875	0,837	0,894	0,00012	0,0157	0,0079	0,040	0,091	1,274	1,291	0,018
1,130	8,000	9,040	10,260	0,881	0,845	0,887	0,00011	0,0157	0,0079	0,040	0,091	1,274	1,301	0,027
1,103	8,000	8,821	10,205	0,864	0,823	0,909	0,00012	0,0157	0,0079	0,040	0,090	1,274	1,274	0,001

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan tabel 5.2 di atas maka diperoleh nilai $d_2 = 1,103$ m

5.4 Saluran peluncur

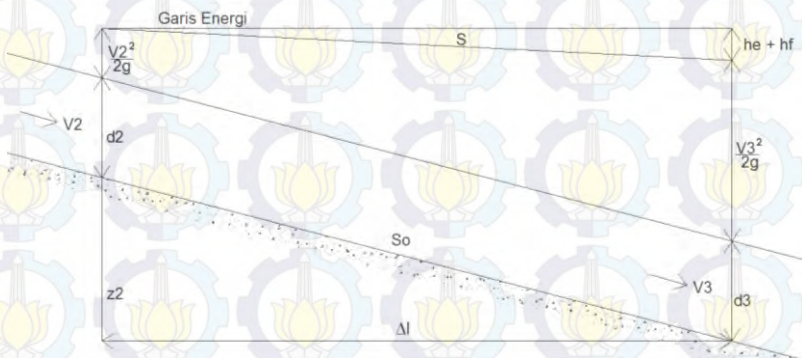
Dari perhitungan saluran pengatur sebelumnya diperoleh nilai sebagai berikut :

$$Q = 8,014 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Lebar Pelimpah} = 10 \text{ m}$$

$$V_2 = 0,908 \text{ m/detik}$$

$$d_2 = 1,103 \text{ m}$$

**Gambar 5.4. Garis Energi Saluran Peluncur Lurus**

Selanjutnya perhitungan dapat menggunakan metode coba – coba sebagai berikut :

$$n = 0,011 \text{ (beton acian)}$$

$$L \text{ rencana} = 15 \text{ m}$$

Misal $d_3 = 0,12 \text{ m}$

$$P = b + 2h = 8 + (2 \times 0,12) = 8,24 \text{ m}$$

$$A = b \times h = 8 \times 0,12 = 0,96 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,96}{8,24} = 0,116 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{Q}{A} = \frac{8,014}{0,96} = 8,348 \text{ m/dt}$$

$$E_2 = Z_2 + d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 3,5 + 1,102 + \frac{0,908^2}{9,8 \times 2} = 4,644 \text{ m}$$

$$Sf_2 = \frac{V_2^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} = \frac{0,908^2 \times 0,011^2}{0,86^{4/3}} = 0,00012$$

$$Sf_3 = \frac{V_3^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} = \frac{8,348^2 \times 0,011^2}{0,116^{4/3}} = 0,148$$

$$Sf \text{ rata-rata} = \frac{Sf_1 + Sf_2}{2} = 0,074$$

$$hf = Sf \cdot L = 0,074 \times 15 = 1,112 \text{ m}$$

$$he = 0 \text{ m}$$

$$E_3 = Z_3 + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} + he + hf$$

$$= 0 + 0,12 + \frac{8,348^2}{2 \times 9,8} + 0 + 1,112 = 4,788 \text{ m}$$

$E_2 \neq E_3 \rightarrow 4,644 \text{ m} \neq 4,788 \text{ m}$ (perhitungan dilanjutkan pada tabel 5.3 dengan mencoba menggunakan nilai h yang lain)

Tabel 5.3. Perhitungan Coba – coba Saluran Peluncur Lurus

d_3 (m)	b (m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$R^{4/3}$ (m)	V_3 (m/dtk)	Sf_3	Sf_2	Sf rata-rata	hf (m)	he (m)	E_2 (m)	E_3 (m)	ΔE (m)
0,120	8,000	0,960	8,240	0,117	0,057	8,348	0,1482	0,0001	0,074	1,112	0,000	4,645	4,788	0,143
0,130	8,000	1,040	8,260	0,126	0,063	7,706	0,1139	0,0001	0,057	0,855	0,000	4,645	4,015	-0,630
0,122	8,000	0,973	8,243	0,118	0,058	8,235	0,1417	0,0001	0,071	1,063	0,000	4,645	4,645	0,000

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan tabel 5.3 di atas didapat tinggi air pada hilir saluran peluncur lurus (d_3) = 0,122 m

Sedangkan untuk saluran peluncur terompet direncanakan sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_3}{\sqrt{gd_3}}$$

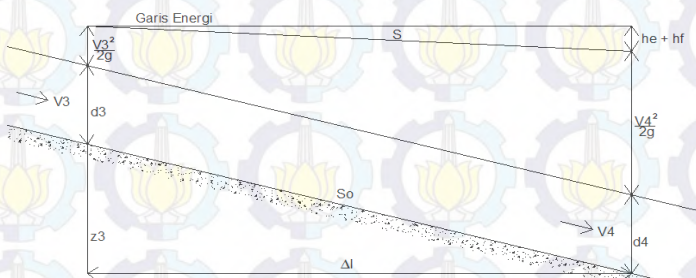
$$Fr = \frac{8,234}{\sqrt{9,8 \times 0,122}} = 7,541$$

$$\tan\theta = \frac{1}{3Fr}$$

$$\tan\theta = \frac{1}{3 \times 7,541} = 0,044$$

$$L \text{ sal. peluncur terompet} = \frac{1}{\tan\theta}$$

$$L \text{ sal. peluncur terompet} = \frac{1}{0,044} = 22,62 \text{ m} \approx 23 \text{ m}$$



Gambar 5.5. Garis Energi Saluran Peluncur Terompet

Selanjutnya perhitungan dapat menggunakan metode coba – coba sebagai berikut :

$$n = 0,011 \text{ (beton acian)}$$

$$k = 0,5$$

$$b = 8 \text{ m}$$

$$L \text{ rencana} = 23 \text{ m}$$

Misal $d_4 = 0,11 \text{ m}$

$$P = b + 2h = 8 + (2 \times 0,11) = 8,22 \text{ m}$$

$$A = b \times h = 8 \times 0,11 = 0,88 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,88}{8,22} = 0,130 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{Q}{A} = \frac{8,014}{0,88} = 9,10 \text{ m/detik}$$

$$E_3 = Z_3 + d_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 3,5 + 0,121 + \frac{8,23^2}{9,8 \times 2} = 7,081 \text{ m}$$

$$Sf_3 = \frac{V_3^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} = \frac{8,23^2 \times 0,011^2}{0,118^{4/3}} = 0,141$$

$$Sf_4 = \frac{V_4^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} = \frac{9,10^2 \times 0,011^2}{0,107^{4/3}} = 0,197$$

$$Sf \text{ rata-rata} = \frac{Sf_1 + Sf_2}{2} = 0,169$$

$$hf = Sf \cdot L = 0,169 \times 23 = 3,89 \text{ m}$$

$$he = k \frac{\Delta V^2}{2g} = 0,5 \frac{(8,234 - 9,107)^2}{2 \times 9,8} = 0,0077 \text{ m}$$

$$E_4 = Z_4 + d_4 + \frac{V_4^2}{2g} + he + hf$$

$$= 0 + 0,11 + \frac{9,10^2}{2 \times 9,8} + 0,0077 + 3,89 = 8,248 \text{ m}$$

$E_3 \neq E_4 \rightarrow 7,081 \text{ m} \neq 8,248 \text{ m}$ (perhitungan dilanjutkan pada tabel 5.4 dengan mencoba menggunakan nilai h yang lain)

Tabel 5.4. Perhitungan Coba – coba Saluran Peluncur Terompet

d_4 (m)	b (m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$R^{4/3}$ (m)	V_4 (m/dtk)	Sf_4	Sf_3	Sf rata-rata	hf (m)	he (m)	E_3 (m)	E_4 (m)	ΔE (m)
0,110	8,000	0,880	8,220	0,107	0,051	9,107	0,1974	0,1417	0,170	3,900	0,008	7,081	8,249	1,167
0,150	8,000	1,200	8,300	0,145	0,076	6,678	0,0711	0,1417	0,106	2,447	0,025	7,081	4,897	-2,184
0,119	8,000	0,955	8,239	0,116	0,056	8,395	0,1510	0,1417	0,146	3,366	0,000	7,081	7,081	0,000

(Sumber : Perhitungan)

Jadi tinggi air pada hilir saluran peluncur terompet (d_4) = 0,119m

5.5 Kolam Olak

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat :

$$V_4 = 8,395 \text{ m/ detik}$$

$$d_4 = 0,119 \text{ m}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai bilangan Froude (*Froude Number*).

$$Fr = \frac{V_4}{\sqrt{gd_4}}$$

$$Fr = \frac{8,395}{\sqrt{9,8 \times 0,119}}$$

$$Fr = 7,763$$

Jadi, dari nilai bilangan Froude di atas, maka yang digunakan adalah kolam olak USBR Tipe III.

Menentukan tinggi loncatan air pada kolam olak.

$$\frac{d_5}{d_4} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$\frac{d_5}{0,119} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 7,763^2} - 1 \right)$$

$$d_5 = 1,251 \text{ m}$$

Selanjutnya dari gambar 2.10 dapat diperoleh :

$$\frac{L}{D} = 2,6$$

$$L = 2,6 \times 1,251$$

$$L = 3,254 \text{ m} \approx 3,3 \text{ m}$$

5.6 Analisa Kestabilan *Spillway*

5.6.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah

5.6.1.1 Perhitungan *Uplift Pressure*

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right) \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_h \dots\dots\dots (5.4)$$

dimana :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/ m²)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

Pada muka air setinggi mercu, maka diperoleh perhitungan sebagai berikut.

$$\Delta H = +103 - +95 = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_v &= 2+0,5+2,5+1,50+1+0,26+1+0,93+3,5+1+2,29+1+1 \\ &\quad 1,32+1,32+3,32 \\ &= 21,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_h &= 1+0,5+8,5+2+1,1+5+1+20+4,51+10,49+1+1+3+1+1 \\ &= 60,67 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum L &= L_v + 1/3 L_h \\ &= 21,20 + 1/3 \times 60,67 \\ &= 41,42 \text{ m} \end{aligned}$$

$$C = 2 \text{ (clay medium)}$$

$$\begin{aligned} \Delta H.C &= 8 \text{ m} \times 2 \\ &= 16 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\sum L > \Delta H.C \text{ (OKE)}$$

Selanjutnya bisa dihitung gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik pada tabel 5.5, sedangkan gambar diagram *uplift* bisa dilihat pada lampiran.

Tabel 5.5. Perhitungan *Uplift Pressure* Pada Tiap Titik

titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				ΣL (m)	$\frac{L_x \cdot \Delta H}{\Sigma L}$ (m)	H_x (t/m ²)	U_x (t/m ²)
		L_v (m)	L_h (m)	$1/3 \cdot L_h$ (m)	L_x (m)				
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = (6.2)/7	9	10 = 9-8
0	8	0,00	0,00	0,00	0,00	41,42	0,00	4,00	4,00
1	8	2,00	0,00	0,00	2,00	41,42	0,39	6,00	5,61
2	8	2,00	1,00	0,33	2,33	41,42	0,45	6,00	5,55
3	8	2,50	1,50	0,50	3,00	41,42	0,58	5,50	4,92
4	8	2,50	10,00	3,33	5,83	41,42	1,13	5,50	4,37
5	8	5,00	10,00	3,33	8,33	41,42	1,61	8,00	6,39
6	8	5,00	12,00	4,00	9,00	41,42	1,74	8,00	6,26
7	8	6,50	12,00	4,00	10,50	41,42	2,03	6,50	4,47
8	8	6,50	13,10	4,37	10,87	41,42	2,10	6,50	4,40
9	8	7,50	13,10	4,37	11,87	41,42	2,29	5,50	3,21
10	8	7,76	18,10	6,03	13,79	41,42	2,66	5,72	3,06
11	8	8,76	18,10	6,03	14,79	41,42	2,86	6,72	3,86
12	8	8,76	19,10	6,37	15,13	41,42	2,92	6,72	3,80
13	8	9,70	19,10	6,37	16,07	41,42	3,10	5,73	2,63
14	8	10,84	36,75	12,25	23,09	41,42	4,46	6,83	2,37
15	8	11,34	36,75	12,25	23,59	41,42	4,56	7,33	2,77
16	8	11,34	40,54	13,51	24,85	41,42	4,80	7,33	2,53
17	8	13,24	55,26	18,42	31,66	41,42	6,11	9,23	3,12
18	8	14,24	56,67	18,89	33,13	41,42	6,40	10,23	3,83
19	8	15,24	56,67	18,89	34,13	41,42	6,59	11,23	4,64
20	8	15,24	57,67	19,22	34,46	41,42	6,66	11,23	4,57
21	8	16,56	57,67	19,22	35,78	41,42	6,91	9,91	3,00
22	8	16,56	59,17	19,72	36,28	41,42	7,01	9,91	2,90
23	8	17,88	59,67	19,89	37,77	41,42	7,29	11,32	4,03
24	8	17,88	60,67	20,22	38,10	41,42	7,36	11,32	3,96
25	8	21,20	60,67	20,22	41,42	41,42	8,00	8,00	0,000

(Sumber : Perhitungan)

5.6.1.2 Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Diketahui berat jenis beton sebesar 2,4 t/ m³, sehingga bisa dihitung berat sendiri pada masing – masing bagian :

Berat sendiri :

$$G1 = 3,86 \times 1,56 \times 2,4 = 14,45 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 G2 &= 0,5 \times 3,86 \times 1,54 \times 2,4 &= 7,13 \text{ t/m}^3 \\
 G3 &= 4 \times 2 \times 2,4 &= 19,2 \text{ t/m}^3 \\
 G4 &= 2,5 \times 1,09 \times 2,4 &= 6,54 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 5.6. Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Gaya	Jumlah (t/m)	Jarak Horizon tal ke titik 5 (m)	$\Sigma M.h$ (ton)	Jarak Vertikal ke titik 5 (m)	$\Sigma M.v$ (ton)
G1	14,45	0,78	11,27	5,93	85,70
G2	7,13	2,07	14,77	6,90	49,22
G3	19,20	1,00	19,20	2,00	38,40
G4	6,54	2,55	16,68	2,75	17,99
Jumlah	47,33		61,92		191,30

(Sumber : Perhitungan)

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak horizontal (x)} &= \frac{\Sigma M.h}{\Sigma G} \\
 &= \frac{61,91}{47,32} \\
 &= 1,30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak vertikal (y)} &= \frac{\Sigma M.v}{\Sigma G} \\
 &= \frac{191,30}{47,32} \\
 &= 4,04 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.6.1.3 Perhitungan Tekanan Tanah

Dari data tanah diperoleh nilai :

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,920 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 39^\circ$$

Dari data tanah tersebut maka dapat dihitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.

- **Tekanan Tanah Pasif**

$$Kp = tg^2 \left(45^\circ + \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$Kp = tg^2 \left(45^\circ + \left(\frac{39^\circ}{2} \right) \right)$$

$$Kp = 4,39$$

$$Ep = 0,5 \times \gamma_{sat} \times h^2 \times Kp$$

$$Ep = 0,5 \times 1,87 \times 1,5^2 \times 4,39$$

$$Ep = 2,16 \text{ t/m}$$

- **Tekanan Tanah Aktif**

$$Ka = tg^2 \left(45^\circ - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$Ka = tg^2 \left(45^\circ - \left(\frac{39^\circ}{2} \right) \right)$$

$$Ka = 0,22$$

$$Ea = 0,5 \times \gamma_{sat} \times h^2 \times Ka$$

$$Ea = 0,5 \times 1,87 \times 4^2 \times 0,22$$

$$Ea = 15,36 \text{ t/m}$$

5.6.1.4 Perhitungan Momen Yang Bekerja Pada Titik Putar 8

Dari semua gaya – gaya yang bekerja, meliputi gaya hidrostatis, gaya angkat (*uplift pressure*), dan gaya akibat tekanan tanah, selanjutnya dihitung momen yang terjadi terhadap titik putar 8 seperti pada tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.7. Perhitungan Momen

Gaya	Besar gaya (ton)	Panjang lengan (m)	Momen guling (tm/m')	Momen penahan (tm/m')
HA	8,000	3,790	30,320	
Ep	2,160	1,000	2,160	
Ea	15,360	0,833		12,800
G1	14,452	2,320		33,528
G2	7,133	1,360		9,701
G3	19,200	2,040		39,168
G4	6,540	0,520		3,401
U1 (4-5)	5,382	0,500		2,691
U2 (5-6)	6,326	2,040	12,905	
U3 (6-7)	5,367	0,750	4,025	
U4 (7-8)	1,482	0,520	0,771	
U5 (8-9)	3,805	0,500		1,902
Jumlah			50,181	103,192

(Sumber : Perhitungan)

5.6.1.5 Kontrol – Kontrol Kestabilan Pelimpah untuk Muka Air Setinggi Mercu

- Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{103,192}{50,181} \geq 1,5$$

$$2,056 \geq 1,5 \text{ (OKE)}$$

Atau bisa juga menggunakan rumus eksentrisitas sebagai berikut.

Tabel 5.8. Resultan Gaya Horizontal, Vertikal, dan Uplift

Gaya Horizontal(t/m')		Gaya Vertikal(t/m')		Gaya Uplift(t/m')	
HA	8,000	G1	14,452	U2 (5-6)	6,326
Ep	-2,160	G2	7,133	U4 (7-8)	1,482
Ea	15,360	G3	19,200		
U1 (4-5)	5,382	G4	6,540		
U3 (6-7)	-5,367				
U5 (8-9)	-3,805				
jumlah	17,410		47,325		7,808

(Sumber : Perhitungan)

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{103,192 - 47,325}{50,181 - 7,808} - \frac{3,09}{2} \leq \frac{3,09}{6}$$

$$e = 0,203 \leq 0,515 \text{ (OKE)}$$

- Kontrol Geser (*Sliding*)

$$\frac{(\sum V - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

Dimana :

 f = koefisien gesekan (0,7) $\sum V$ = gaya vertikal total $\sum U$ = gaya uplift total $\sum H$ = gaya horizontal total

$$\frac{(47,325 - 7,808) \cdot 0,7}{17,410} \geq 1,2$$

$$1,588 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

- Kontrol Tegangan Tanah

$$\sigma_{maks} = \frac{\Sigma V}{B.L} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}$$

dan,

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{B.L} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) > 0$$

Dimana :

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

ΣV = gaya vertikal total

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

e = eksentrisitas

σ = tegangan tanah yang diijinkan

Diketahui $\sigma_{ijin} = 41,692 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{maks} = \frac{47,325 - 7,808}{3,09 \times 10} \left(1 + \frac{6 \times 0,203}{3,09} \right) \leq 41,692 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{maks} = 1,784312885 \leq 36,315 \text{ t/m}^2 \text{ (OKE)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{47,32 - 7,808}{3,09 \times 10} \left(1 - \frac{6 \times 0,203}{3,09} \right) > 0$$

$$\sigma_{min} = 0,773 > 0 \text{ (OKE)}$$

- Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol ketebalan lantai yang ditinjau adalah pada antara titik 21 dan 22 yang terletak pada peredam energi atau kolam olak.

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

- P_x = gaya angkat pada titik x (t/ m²)
 W_x = kedalaman air dititik x (m)
 γ = berat jenis beton(2,4 t/ m³)
 dx = ketebalan lantai pada titik x (m)
 SF = angka keamanan

$$2 \geq 1,25 \times \frac{((3,00 \text{ t/m}^2 + 2,90 \text{ t/m}^2)/2) - 0}{2,4 \text{ t/m}^3}$$

$$2 \geq 1,54 \text{ (OKE)}$$

5.6.2. Kondisi Muka Air Banjir

5.6.2.1 Perhitungan *Uplift Pressure*

$$U_X = H_X - \left(\frac{L_X}{\sum L} \times \Delta H \right) \dots\dots\dots (5.5)$$

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_H \dots\dots\dots (5.6)$$

dimana :

- U_X = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/ m²)
 H_X = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)
 L_X = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)
 $\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)
 ΔH = beda tinggi energi (meter)

Pada muka air setinggi mercu, maka diperoleh perhitungan sebagai berikut.

- ΔH = 12,34 m
 L_v = 2+0,5+2,5+1,50+1+0,26+1+0,93+3,5+1+2,29+1+1
 1,32+1,32+3,32
 = 21,20 m
 L_h = 1+0,5+8,5+2+1,1+5+1+20+4,51+10,49+1+1+3+1+1
 = 60,67 m
 ΣL = $L_v + 1/3 L_h$

$$= 21,20 + 1/3 \times 60,67$$

$$= 41,42 \text{ m}$$

$$C = 2 \text{ (clay medium)}$$

$$\Delta H.C = 7,77 \text{ m} \times 2$$

$$= 15,54 \text{ m}$$

$$\Sigma L > \Delta H.C \text{ (OKE)}$$

Selanjutnya bisa dihitung gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik pada tabel 5.9, sedangkan gambar diagram *uplift* bisa dilihat pada lampiran.

Tabel 5.9. Perhitungan Uplift Pressure Pada Tiap Titik

titik	ΔH (m)	Panjang Rembesan				ΣL (m)	$\frac{Lx \cdot \Delta H}{\Sigma L}$ (m)	Hx (t/m ²)	Ux (t/m ²)
		L_v (m)	L_h (m)	$1/3 \cdot L_h$ (m)	L_x (m)				
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = (6.2)/7	9	10 = 9-8
0	7,77	0,00	0,00	0,00	0,00	41,42	0,00	5,02	5,02
1	7,77	2,00	0,00	0,00	2,00	41,42	0,38	7,02	6,64
2	7,77	2,00	1,00	0,33	2,33	41,42	0,44	7,02	6,58
3	7,77	2,50	1,50	0,50	3,00	41,42	0,56	6,52	5,96
4	7,77	2,50	10,00	3,33	5,83	41,42	1,09	6,52	5,43
5	7,77	5,00	10,00	3,33	8,33	41,42	1,56	9,02	7,46
6	7,77	5,00	12,00	4,00	9,00	41,42	1,69	9,02	7,33
7	7,77	6,50	12,00	4,00	10,50	41,42	1,97	7,52	5,55
8	7,77	6,50	13,10	4,37	10,87	41,42	2,04	7,52	5,48
9	7,77	7,50	13,10	4,37	11,87	41,42	2,23	6,52	4,29
10	7,77	7,76	18,10	6,03	13,79	41,42	2,59	6,74	4,15
11	7,77	8,76	18,10	6,03	14,79	41,42	2,77	7,74	4,97
12	7,77	8,76	19,10	6,37	15,13	41,42	2,84	7,74	4,90
13	7,77	9,70	19,10	6,37	16,07	41,42	3,01	6,75	3,74
14	7,77	10,84	36,75	12,25	23,09	41,42	4,33	7,85	3,52
15	7,77	11,34	36,75	12,25	23,59	41,42	4,42	8,35	3,93
16	7,77	11,34	40,54	13,51	24,85	41,42	4,66	8,35	3,69
17	7,77	13,24	55,26	18,42	31,66	41,42	5,94	10,25	4,31
18	7,77	14,24	56,67	18,89	33,13	41,42	6,21	11,25	5,04
19	7,77	15,24	56,67	18,89	34,13	41,42	6,40	12,25	5,85
20	7,77	15,24	57,67	19,22	34,46	41,42	6,46	12,25	5,79
21	7,77	16,56	57,67	19,22	35,78	41,42	6,71	10,93	4,22
22	7,77	16,56	59,17	19,72	36,28	41,42	6,81	10,93	4,12
23	7,77	17,88	59,67	19,89	37,77	41,42	7,08	12,34	5,26
24	7,77	17,88	60,67	20,22	38,10	41,42	7,15	12,34	5,19
25	7,77	21,20	60,67	20,22	41,42	41,42	7,77	9,02	1,25

(Sumber : Perhitungan)

5.6.2.2 Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Diketahui berat jenis beton sebesar 2,4 t/ m³, sehingga bisa dihitung berat sendiri pada masing – masing bagian :

Berat sendiri :

$$G1 = 3,86 \times 1,56 \times 2,4$$

$$= 14,45 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 G2 &= 0,5 \times 3,86 \times 1,54 \times 2,4 &= 7,13 \text{ t/m'} \\
 G3 &= 4 \times 2 \times 2,4 &= 19,2 \text{ t/m'} \\
 G4 &= 2,5 \times 1,09 \times 2,4 &= 6,54 \text{ t/m'}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.10. Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Gaya Horizontal(t/m')		Gaya Vertikal(t/m')		Gaya Uplift(t/m')	
HA	8,000	G1	14,452	U2 (5-6)	4,636
Ep	-2,160	G2	7,133	U4 (7-8)	0,864
Ea	15,360	G3	19,200		
U1 (4-5)	3,818	G4	6,540		
U3 (6-7)	-3,590				
U5 (8-9)	-1,899				
jumlah	19,528		47,325		5,499

(Sumber : Perhitungan)

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak horizontal (x)} &= \frac{\sum M.h}{\sum G} \\
 &= \frac{61,91}{47,32} \\
 &= 1,30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak vertikal (y)} &= \frac{\sum M.v}{\sum G} \\
 &= \frac{191,30}{47,32} \\
 &= 4,04 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.6.2.3 Perhitungan Tekanan Tanah

Dari data tanah diperoleh nilai :

$$\begin{aligned}
 \gamma_{\text{sat}} &= 1,920 \text{ t/m}^3 \\
 \phi &= 39^\circ
 \end{aligned}$$

Dari data tanah tersebut maka dapat dihitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.

- **Tekanan Tanah Pasif**

$$Kp = tg^2 \left(45^\circ + \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$Kp = tg^2 \left(45^\circ + \left(\frac{39^\circ}{2} \right) \right)$$

$$Kp = 4,39$$

$$Ep = 0,5 \times \gamma_{sat} \times h^2$$

$$Ep = 0,5 \times 1,87 \times 1,5^2$$

$$Ep = 2,16 \text{ t/m}$$

- **Tekanan Tanah Aktif**

$$Ka = tg^2 \left(45^\circ - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$Ka = tg^2 \left(45^\circ - \left(\frac{39^\circ}{2} \right) \right)$$

$$Ka = 0,22$$

$$Ea = 0,5 \times \gamma_{sat} \times h^2$$

$$Ea = 0,5 \times 1,87 \times 4^2$$

$$Ea = 15,36 \text{ t/m}$$

5.6.2.4 Perhitungan Momen Yang Bekerja Pada Titik Putar 8

Dari semua gaya – gaya yang bekerja, meliputi gaya hidrostatik, gaya angkat (*uplift pressure*), dan gaya akibat tekanan tanah, selanjutnya dihitung momen yang terjadi terhadap titik putar 8 seperti pada tabel 5.11 berikut.

Tabel 5.11. Perhitungan Momen

Gaya	Besar gaya (ton)	Panjang lengan (m)	Momen guling (tm/m')	Momen penahan (tm/m')
HA1	12,954	4,130	53,500	
HA2	1,700	2,320		3,945
HA3	2,697	0,770		2,077
HA4	1,216	2,870		3,489
Ep	2,160	1,000	2,160	
Ea	15,360	0,833		12,800
G1	14,452	2,320		33,528
G2	7,133	1,360		9,701
G3	19,200	2,040		39,168
G4	6,540	0,520		3,401
U1 (4-5)	16,104	0,500		8,052
U2 (5-6)	7,394	2,040	15,085	
U3 (6-7)	9,662	0,750	7,246	
U4 (7-8)	1,842	0,520	0,958	
U5 (8-9)	4,888	0,500		2,444
Jumlah			78,949	118,605

(Sumber : Perhitungan)

5.6.2.5 Kontrol – Kontrol Kestabilan Pelimpah untuk Muka Air Banjir

- Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{118,605}{78,949} \geq 1,2$$

$$1,502 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

Atau bisa juga menggunakan rumus eksentrisitas sebagai berikut.

Tabel 5.12. Resultan Gaya Horizontal, Vertikal, dan Uplift

Gaya Horisontal(t/m')		Gaya Vertikal(t/m')		Gaya Uplift(t/m')	
HA1	12,954	G1	14,452	U2 (5-6)	7,394
HA4	-1,216	G2	7,133	U4 (7-8)	1,842
Ep	-2,160	G3	19,200		
Ea	15,360	G4	6,540		
U1 (4-5)	16,104	HA2	1,700		
U3 (6-7)	-9,662	HA3	2,697		
U5 (8-9)	-4,888				
jumlah	21,487		49,120		9,751

(Sumber : Perhitungan)

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{118,605 - 78,949}{49,120 - 9,751} - \frac{3,09}{2} \leq \frac{3,09}{6}$$

$$e = 0,455 \leq 0,515 \text{ (OKE)}$$

- Kontrol Geser (*Sliding*)

$$\frac{(\sum V - \sum U).f}{\sum H} \geq 1,2$$

Dimana :

f = koefisien gesekan (0,7)

$\sum V$ = gaya vertikal total

$\sum U$ = gaya uplift total

$\sum H$ = gaya horizontal total

$$\frac{(49,120 - 9,751) \cdot 0,7}{21,487} \geq 1,2$$

$$1,282 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

- Kontrol Tegangan Tanah

$$\sigma_{maks} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}$$

dan,

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) > 0$$

Dimana :

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

ΣV = gaya vertikal total

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

e = eksentrisitas

σ_t = tegangan tanah yang diijinkan

Diketahui $\sigma_{ijin} = 41,692 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{maks} = \frac{49,120 - 9,751}{3,09 \times 10} \left(1 + \frac{6 \times 0,455}{3,09} \right) \leq 41,692 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{maks} = 2,399 \leq 41,692 \text{ t/m}^2 \text{ (OKE)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{49,120 - 9,751}{3,09 \times 10} \left(1 - \frac{6 \times 0,455}{3,09} \right) > 0$$

$$\sigma_{min} = 0,15 > 0 \text{ (OKE)}$$

- Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol ketebalan lantai yang ditinjau adalah pada antara titik 21 dan 22 yang terletak pada peredam energi atau kolam olak.

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Px = gaya angkat pada titik x (t/ m²)

Wx = kedalaman air dititik x (m)

γ = berat jenis beton(2,4 t/ m³)

dx = ketebalan lantai pada titik x (m)

SF = angka keamanan

$$2 \geq 1,25 \times \frac{((4,22 \text{ t/m}^2 + 4,12 \text{ t/m}^2)/2) - (1,25 \text{ m})}{2,4 \text{ t/m}^3}$$

$$2 \geq 1,89 \text{ (OKE)}$$

BAB VI

ANALISA TUBUH BENDUNGAN

6.1. Penentuan Tinggi Bendungan

Sesuai dengan peraturan yang dikeluarkan oleh JANCOLD (*The Japanese National Committee On Large Dams*) atau pada tabel 2.8, maka untuk bendungan dengan tinggi kurang dari 50 meter dipakai tinggi jagaan setinggi 2 meter. Selanjutnya berikut perhitungan tinggi bendungan.

- Elevasi dasar bendungan : +95,00
- Elevasi muka air banjir : +104,02
- Tinggi jagaan : 2 meter
- Elevasi puncak mercu bendungan : $104,02 + 2 \text{ m} = 106,02$
 $\approx 106,50 \text{ meter}$

6.2. Penentuan Lebar Mercu Bendungan

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh elevasi puncak bendungan yaitu pada +106,50, sedangkan elevasi dasar adalah + 95,00, sehingga didapat tinggi bendungan (H) sebesar = +106,50 – 95,00 = 11,50 meter

Selanjutnya lebar mercu dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0$$

$$b = 3,6 \times 11,5^{1/3} - 3,0$$

$$b = 5,125 \approx 6 \text{ meter}$$

6.3. Penentuan Kemiringan Lereng Bendungan

Untuk menentukan kemiringan lereng bendungan menggunakan data tanah rencana timbunan sebagai berikut :

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,972 \text{ t/ m}^3$$

$$\phi = 27^\circ$$

Sedangkan untuk koefisien gempa (k) untuk daerah dengan intensitas seismic sedang dengan material tanah adalah sebesar 0,12 g dan angka keamanan (*safety factor*) sebesar 1,5. Dibawah ini perhitungan kemiringan lereng hilir dan hulu bendungan.

Tabel 6. Tabel nilai intensitas seismic gempa

Intensitas Seismic	Gal.	Jenis Pondasi	
		Batuan Tanah	
Luar Biasa	7	400	0,20 g 0,25 g
Sangat Kuat	6	400 - 200	0,15 g 0,20 g
Kuat	5	200 - 100	0,12 g 0,15 g
Sedang	4	100	0,10 g 0,12 g

(Sumber : Sosrodarsono. 2002 : 139)

- Kemiringan lereng hulu (m) :

$$SF = \frac{m - (k \times \gamma' \times \tan \varphi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)}$$

$$1,5 = \frac{m - (0,12 \times 1,972 \times \tan 27)}{1 + (0,12 \times 1,972 \times m)}$$

$$m = 2,51 \approx 2$$

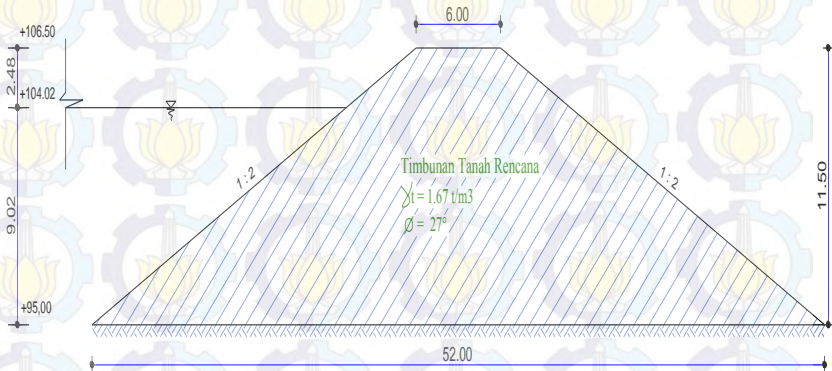
- Kemiringan lereng hilir (n) :

$$SF = \frac{n - (k \times \tan \varphi)}{1 + (k \times n)}$$

$$1,5 = \frac{n - (0,12 \times \tan 27)}{1 + (0,12 \times n)}$$

$$n = 1,903 \approx 2$$

Berikut ini adalah gambar potongan melintang tubuh bendungan rencana sesuai dengan kemiringan lereng yang telah dihitung.



Gambar 6.1. Potongan Melintang Rencana Bendungan

6.4. Perhitungan Formasi Garis Depresi (Rembesan)

Perhitungan formasi garis depresi dilakukan pada 4 kondisi yaitu,

1. Pada saat muka air maksimum (banjir)
2. Pada saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum
3. Pada saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum
4. Pada saat elevasi MA sama dengan elevasi *dead storage*.

6.4.1. Pada saat muka air maksimum (banjir)

- Elevasi MA = +104,02
- $h = 104,02 - 95,00 = 9,02 \text{ m}$
- L drainase tumit = 3 m
- $L1 = m \times H = 2 \times 9,02 \text{ m} = 18,04 \text{ m}$
- $0,3L1 = 0,3 \times 18,04 \text{ m} = 5,412 \text{ m}$
- B = 52 m

- L2 $= B - L1 - L \text{ drainase tumit}$
 $= 52 - 18,04 - 3$
 $= 30,96 \text{ m}$
- d $= L2 + 0,3L1$
 $= 30,96 + 5,412$
 $= 36,372 \text{ m}$

Dari data – data diatas, maka dapat dihitung persamaan garis depresinya.

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt{36,372^2 + 9,02^2} - 36,372$$

$$y_o = 1,102 \text{ m}$$

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt{2 \times 1,102 \cdot x + 1,102^2}$$

Dari persamaan tersebut, maka selanjutnya bisa ditabelkan koordinat dari garis depresi.

Tabel 6.1. Koordinat Garis Depresi Pada Saat Muka Air Banjir

X	0,00	-0,55	6,00	12,00	18,00	24,00	30,00	36,00	36,37
Y	1,10	0,00	3,80	5,26	6,39	7,36	8,20	8,97	9,02

(Sumber : Perhitungan)

6.4.2. Pada Saat Elevasi MA $\frac{3}{4}$ Tinggi Air Maksimum

- Elevasi MA $= +101,77$
- H $= 101,77 - 95 = 6,77 \text{ m}$
- L drainase tumit $= 3 \text{ m}$
- L1 $= m \times H$
 $= 2 \times 6,77 \text{ m}$
 $= 13,53 \text{ m}$
- 0,3L1 $= 0,3 \times 13,53 \text{ m}$
 $= 4,06 \text{ m}$
- B $= 52 \text{ m}$
- L2 $= B - L1 - L \text{ drainase tumit}$

$$= 52 - 13,53 - 3$$

$$= 35,47 \text{ m}$$

- $d = L2 + 0,3L1$

$$= 35,47 + 4,06$$

$$= 39,53 \text{ m}$$

Dari data – data diatas, maka dapat dihitung persamaan garis depresinya.

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt{39,53^2 + 6,77^2} - 39,53$$

$$y_o = 0,57 \text{ m}$$

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt{2 \times 0,57x + 0,57^2}$$

Dari persamaan tersebut, maka selanjutnya bisa ditabelkan koordinat dari garis depresi.

Tabel 6.2. Koordinat Garis Depresi Pada Saat Elevasi MA $\frac{3}{4}$ Tinggi Air Maksimum

X	0,00	-0,29	6,00	12,00	18,00	24,00	30,00	36,00	39,53
Y	0,57	0,00	2,69	3,76	4,58	5,28	5,90	6,46	6,76

(Sumber : Perhitungan)

6.4.3. Pada Saat Elevasi MA $\frac{1}{2}$ Tinggi Air Maksimum

- Elevasi MA = +99,51

- H = $99,51 - 95,00 = 4,51 \text{ m}$

- L drainase tumit = 3 m

- L1 = $m \times H$

$$= 2 \times 4,51 \text{ m}$$

$$= 9,02 \text{ m}$$

- $0,3L1 = 0,3 \times 9,02 \text{ m}$

$$= 2,71 \text{ m}$$

- B = 52 m

- L2 = $B - L1 - L \text{ drainase tumit}$

$$= 52 - 9,02 - 3$$

$$= 39,98 \text{ m}$$

- d

$$= L2 + 0,3L1$$

$$= 39,98 + 2,71$$

$$= 42,69 \text{ m}$$

Dari data – data diatas, maka dapat dihitung persamaan garis depresinya.

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt{42,69^2 - 4,51^2} - 42,69$$

$$y_o = 0,24 \text{ m}$$

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt{2 \times 0,24 x + 0,24^2}$$

Dari persamaan tersebut, maka selanjutnya bisa ditabelkan koordinat dari garis depresi.

Tabel 6.3. Koordinat Garis Depresi Pada Saat Elevasi MA $\frac{1}{2}$ Tinggi Air Maksimum

X	0,00	-0,12	6,00	12,00	18,00	24,00	30,00	36,00	42,69
Y	0,24	0,00	1,71	2,40	2,93	3,39	3,78	4,14	4,51

(Sumber : Perhitungan)

6.4.4. Pada Saat Elevasi MA Sama Dengan Elevasi *Dead Storage*

- Elevasi MA = +95,45
- H = 95,45 – 95,00 = 0,45 m
- L drainase tumit = 3 m
- L1 = m x H
= 2 x 0,45 m
= 0,90 m
- 0,3L1 = 0,3 x 0,90 m
= 0,27 m
- B = 52 m

- L2 $= B - L1 - L \text{ drainase tumit}$
 $= 52 - 0,90 - 3$
 $= 48,10 \text{ m}$
- d $= L2 + 0,3L1$
 $= 48,10 + 0,27$
 $= 48,37 \text{ m}$

Dari data – data diatas, maka dapat dihitung persamaan garis depresinya.

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_o = \sqrt{48,37^2 - 0,45^2} - 48,37$$

$$y_o = 0,002 \text{ m}$$

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt{2 \times 0,002x + 0,002^2}$$

Dari persamaan tersebut, maka selanjutnya bisa ditabelkan koordinat dari garis depresi.

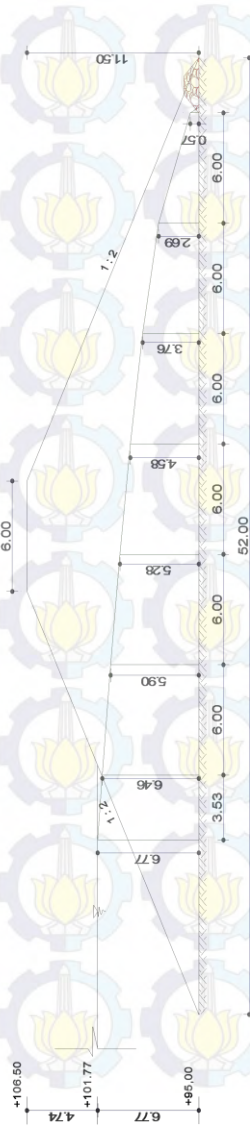
Tabel 6.4. Koordinat Garis Depresi Pada Saat Elevasi MA Sama Dengan Elevasi *Dead Storage*.

X	0,00	-0,001	6,00	12,00	18,00	24,00	30,00	36,00	48,37
Y	0,002	0,00	0,16	0,22	0,27	0,32	0,35	0,39	0,45

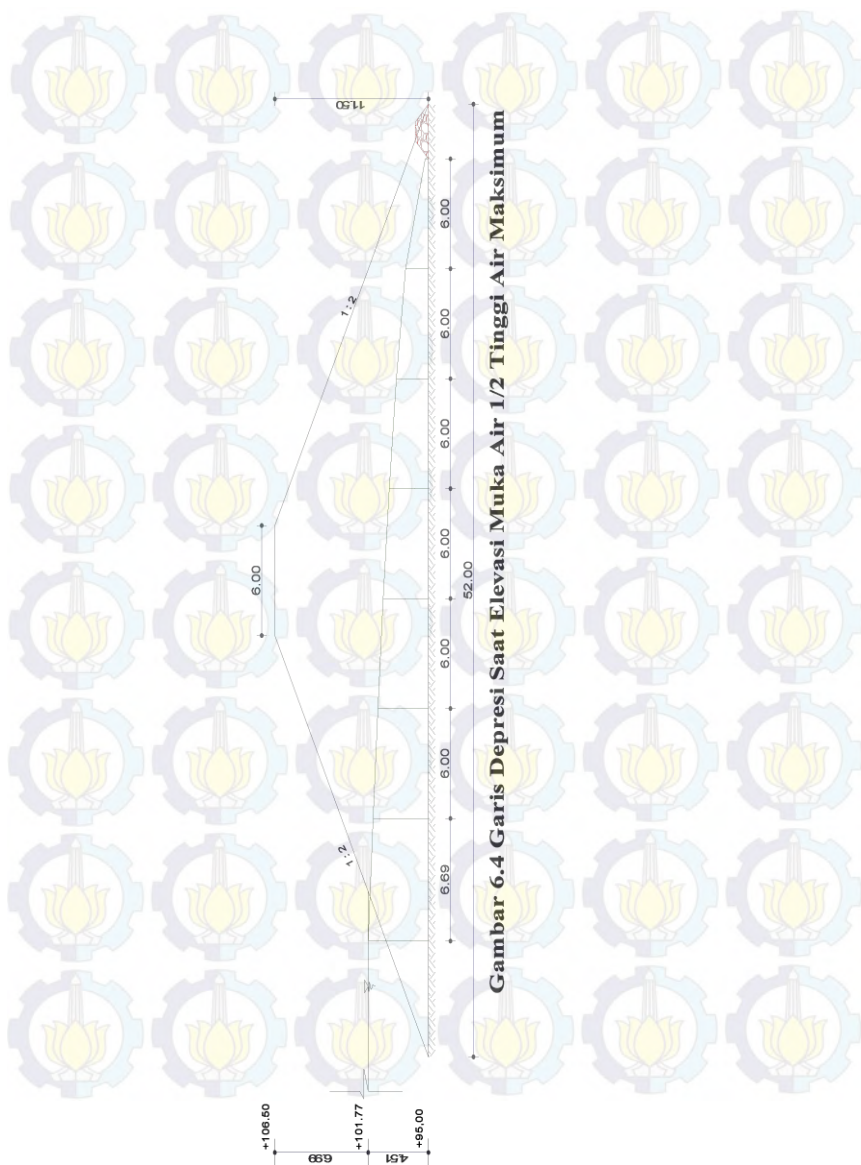
(Sumber : Perhitungan)

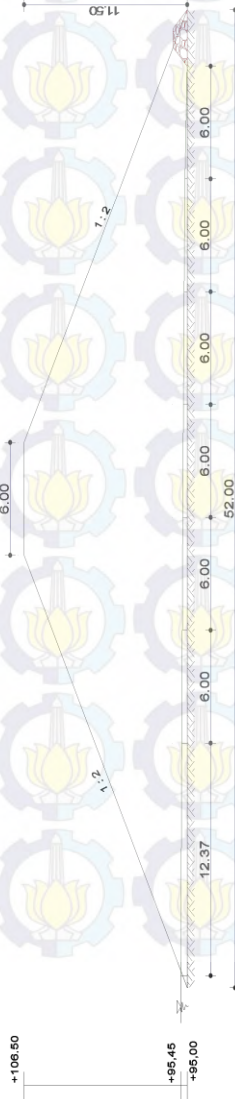
Dibawah ini gambar koordinat garis depresi tubuh bendungan setelah mengplotkan dari hasil perhitungan :





Gambar 6.3 Garis Depresi Saat Elevasi Muka Air 3/4 Tinggi Air Maksimum





Gambar 6.5 Garis Depresi Saat Elevasi Muka Air Sama Dengan Elevasi Dead Storage

6.5. Stabilitas Tubuh Bendungan

Perhitungan stabilitas tubuh bendungan dilakukan pada tiap – tiap tahap berikut yaitu,

1. Pada saat kondisi embung masih kosong
2. Pada saat muka air maksimum (banjir)
3. Pada saat elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum
4. Pada saat elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum
5. Pada saat elevasi MA sama dengan elevasi *dead storage*.

Data – data tanah yang digunakan dalam perhitungan stabilitas tubuh bendungan meliputi :

$$\gamma_t = 1,67 \text{ t/ m}^3$$

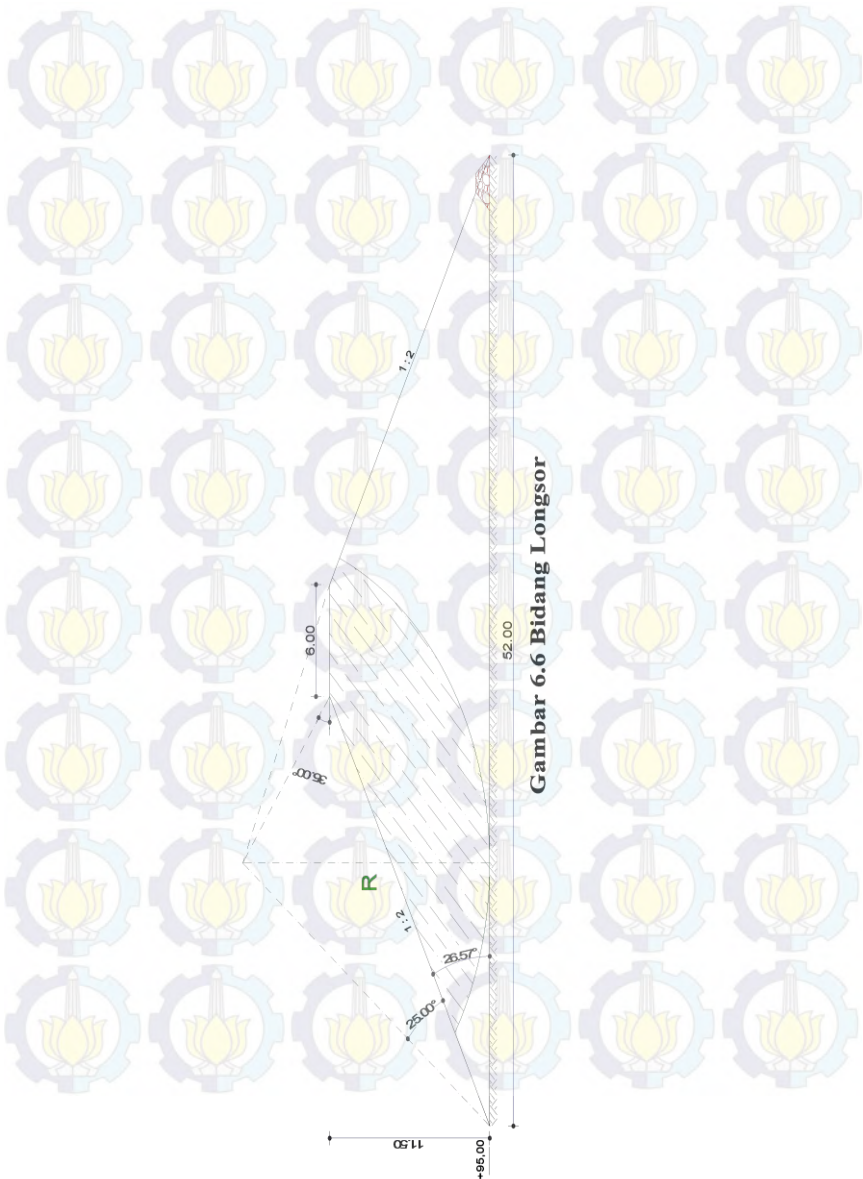
$$\gamma_{sat} = 1,92 \text{ t/ m}^3$$

$$C = 0 \text{ t/ m}^2$$

$$\Phi = 27^\circ$$

$$\tan \phi = 0,510$$

Sebelum melakukan perhitungan kestabilan, digambar dulu bentuk longsor sesuai dengan ketentuan pada tabel 2.10 dimana pada kemiringan 1 : 2 diperoleh nilai α sebesar 25° dan β sebesar 35° . Selanjutnya akan dijelaskan pada gambar 6.6 berikut.



6.5.1. Pada Saat Embung Kosong

Setelah dilakukan penggambaran bentuk bidang longsornya, selanjutnya bidang longsor tersebut dibagi menjadi beberapa pias dengan lebar yang sama (lihat gambar 6.7). Berikut perhitungan kestabilannya.

Contoh perhitungan kestabilan saat embung kosong :

Diketahui irisan 1 :

$$A = 10,22 \text{ m}^2$$

$$C = 0,000 \text{ t/ m}^2$$

$$e = 0,120$$

$$\gamma t = 1,67 \text{ t/ m}^3 \text{ (kondisi tanah tidak dilalui garis depresi/ kering)}$$

$$W = 1,67 \text{ t/ m}^3 \times 10,22 \text{ m}^2 = 17,06 \text{ t/ m}$$

$$\alpha = 56,86^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,84$$

$$\cos \alpha = 0,55$$

$$b = 3,18 \text{ m}$$

$$L = 1,77 \text{ m}$$

$$T = W \times \sin \alpha = 17,06 \text{ t/ m} \times 0,84 = 14,17 \text{ t/ m}$$

$$N = W \times \cos \alpha = 17,06 \text{ t/ m} \times 0,55 = 9,50 \text{ t/ m}$$

$$N_e = e \times T = 0,120 \times 14,17 \text{ t/ m} = 1,70 \text{ t/ m}$$

$$T_e = e \times N = 0,120 \times 9,50 \text{ t/ m} = 1,14 \text{ t/ m}$$

$$C \times L = 0 \text{ t/ m}^2 \times 1,77 \text{ m} = 0 \text{ t/ m}$$

Perhitungan kestabilan selanjutnya di tabel 6.5

Tabel 6.5. Perhitungan Kestabilan Saat Embung Kosong

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ.A)	α	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	10,22	1,670	17,06	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,17	9,50	1,70	1,14	0,00	0,00
2	22,62	1,670	37,78	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	24,62	28,65	2,95	3,44	0,00	0,00
3	28,55	1,670	47,68	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	22,54	42,02	2,70	5,04	0,00	0,00
4	27,90	1,670	46,59	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	13,68	44,54	1,64	5,34	0,00	0,00
5	25,11	1,670	41,93	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	4,78	41,66	0,57	5,00	0,00	0,00
6	20,32	1,670	33,93	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,18	33,86	-0,26	4,06	0,00	0,00
7	13,59	1,670	22,70	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-5,52	22,01	-0,66	2,64	0,00	0,00
8	4,80	1,670	8,02	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-3,39	7,27	-0,41	0,87	0,00	0,00
Jumlah									68,70	229,51	8,24	27,54		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U - Ne)\tan\theta\}}{\sum(T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (229,51 - 0 - 8,24)0,510}{68,70 + 27,54}$$

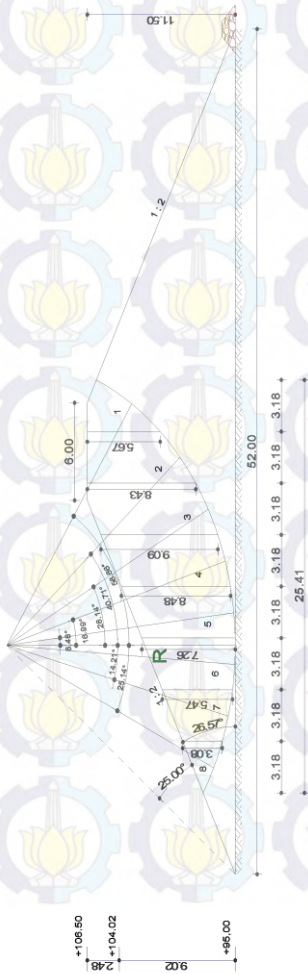
$$SF = 1,171 > 1,2 \text{ (NO OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U)\tan\theta\}}{\sum(T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (229,51 - 0)0,510}{68,70}$$

$$SF = 1,702 > 1,5 \text{ (OK)}$$



Gambar 6.7 Bidang Longsor Pada Saat Embung Kosong

6.5.2. Pada Saat Elevasi MA Maksimum (Banjir)

Setelah dilakukan penggambaran bentuk bidang longsornya, selanjutnya bidang longsor tersebut dibagi menjadi beberapa pias dengan lebar yang sama (lihat gambar 6.8 dan 6.9). Berikut perhitungan kestabilannya.

Tabel 6.6. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA Maksimum (Banjir) Lereng Hulu

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	10,26 0,14	1,670 1,972	17,13 0,28	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,46	9,70	1,74	1,16	0,00	0,00
2	15,00 7,63	1,670 1,972	25,05 15,05	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	26,13	30,41	3,14	3,65	0,00	0,00
3	11,96 16,42	1,670 1,972	19,97 32,38	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	24,75	46,14	2,97	5,54	0,00	0,00
4	5,40 22,61	1,670 1,972	9,02 44,59	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	15,75	51,25	1,89	6,15	0,00	0,00
5	0,30 24,79	1,670 1,972	0,59 48,89	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	5,64	49,16	0,68	5,90	0,00	0,00
6	20,32	1,972	40,08	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,58	39,99	-0,31	4,80	0,00	0,00
7	13,68	1,972	26,98	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-6,56	26,17	-0,79	3,14	0,00	0,00
8	4,86	1,972	9,59	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-4,05	8,69	-0,49	1,04	0,00	0,00
Jumlah									73,53	261,50	8,82	31,38		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U - Ne) \tan \theta\}}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (261,50 - 0 - 8,82)0,510}{73,53 + 31,38}$$

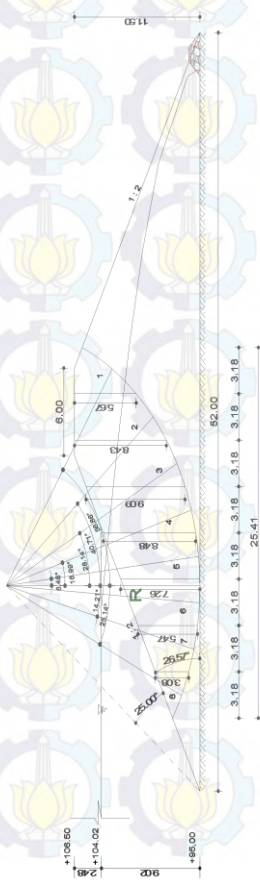
$$SF = 1,227 > 1,2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U) \tan \theta\}}{\sum (T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (261,50 - 0)0,510}{73,53}$$

$$SF = 1,812 > 1,5 \text{ (OK)}$$



Gambar 6.8 Bidang Longsor Pada Saat Elevasi Muka Air Maksimum (Banjir) Lereng Hulu

Tabel 6.7. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA Maksimum (Banjir) Lereng Hilir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ . A)	α	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	9,60	1,670	16,03	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,32	9,60	1,72	1,15	0,00	0,00
	0,61	1,972	1,20											
2	15,46	1,670	25,82	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	26,04	30,31	3,12	3,64	0,00	0,00
	7,17	1,972	14,14											
3	16,53	1,670	27,61	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	24,24	45,18	2,91	5,42	0,00	0,00
	12,00	1,972	23,67											
4	14,23	1,670	23,76	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	14,97	48,71	1,80	5,85	0,00	0,00
	13,79	1,972	27,20											
5	12,10	1,670	20,21	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	5,22	45,53	0,63	5,46	0,00	0,00
	12,99	1,972	25,62											
6	11,18	1,670	18,67	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,37	36,68	-0,28	4,40	0,00	0,00
	9,17	1,972	18,09											
7	11,69	1,670	19,52	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-5,72	22,80	-0,69	2,74	0,00	0,00
	2,02	1,972	3,98											
8	5,03	1,670	8,40	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-3,55	7,61	-0,43	0,91	0,00	0,00
Jumlah									73,15	246,42	8,78	29,57		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U - Ne) \tan \theta\}}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (246,42 - 0 - 8,78)0,510}{73,15 + 29,57}$$

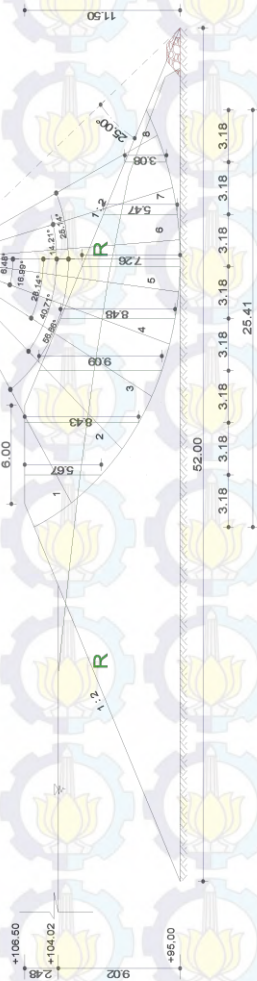
$$SF = 1,179 > 1,2 \text{ (NO OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U) \tan \theta\}}{\sum (T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (246,42 - 0)0,510}{73,15}$$

$$SF = 1,716 > 1,5 \text{ (OK)}$$



Gambar 6.9 Bidang Longsor Pada Saat Elevasi Muka Air Maksimum (Banjir) Lereng Hilir

6.5.3. Pada Saat Elevasi MA $\frac{3}{4}$ Tinggi Air Maksimum

Setelah dilakukan penggambaran bentuk bidang longsornya, selanjutnya bidang longsor tersebut dibagi menjadi beberapa pias dengan lebar yang sama (lihat gambar 6.10 dan 6.11). Berikut perhitungan kestabilannya.

Tabel 6.8. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA $\frac{3}{4}$ Tinggi Air Maksimum Lereng Hulu

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	4,86	1,670	8,12	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	6,74	4,52	0,81	0,54	0,00	0,00
2	20,56	1,670	34,34	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	25,02	29,12	3,00	3,49	0,00	0,00
	2,06	1,972	4,06											
3	18,74	1,670	31,30	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	23,94	44,63	2,87	5,36	0,00	0,00
	9,81	1,972	19,35											
4	12,65	1,670	21,13	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	15,02	48,89	1,80	5,87	0,00	0,00
	15,22	1,972	30,02											
5	6,43	1,670	10,74	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	5,40	47,13	0,65	5,66	0,00	0,00
	18,61	1,972	36,70											
6	0,89	1,670	1,49	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,56	39,70	-0,31	4,76	0,00	0,00
	19,42	1,972	38,30											
7	13,60	1,670	22,71	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-5,53	22,03	-0,66	2,64	0,00	0,00
8	5,01	1,972	9,88	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-4,17	8,96	-0,50	1,07	0,00	0,00
Jumlah									63,87	244,98	7,66	29,40		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U - Ne) \tan \theta\}}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (244,98 - 0 - 7,66) 0,510}{63,87 + 29,40}$$

$$SF = 1,296 > 1,2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U) \tan \theta\}}{\sum (T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (244,98 - 0) 0,510}{63,87}$$

$$SF = 1,954 > 1,5 \text{ (OK)}$$

Tabel 6.9. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA $\frac{3}{4}$ Tinggi Air Maksimum Lereng Hilir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	10,34	1,670	17,27	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,34	9,62	1,72	1,15	0,00	0,00
2	21,30	1,670	35,57	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	25,12	29,24	3,01	3,51	0,00	0,00
	1,51	1,972	2,98											
3	22,01	1,670	36,76	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	23,43	43,67	2,81	5,24	0,00	0,00
	6,49	1,972	12,80											
4	19,07	1,670	31,85	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	14,54	47,32	1,74	5,68	0,00	0,00
	8,95	1,972	17,65											
5	16,18	1,670	27,02	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	5,08	44,32	0,61	5,32	0,00	0,00
	8,92	1,972	17,59											
6	14,32	1,670	23,91	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,31	35,81	-0,28	4,30	0,00	0,00
	6,07	1,972	11,97											
7	12,79	1,670	21,36	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-5,62	22,42	-0,67	2,69	0,00	0,00
	0,89	1,972	1,76											
8	4,88	1,670	8,15	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-3,44	7,39	-0,41	0,89	0,00	0,00
Jumlah									71,14	239,78	8,54	28,77		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U - Ne)\tan\theta\}}{\sum(T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (239,78 - 0 - 28,77)0,510}{71,14 + 28,77}$$

$$SF = 1,179 > 1,2 \text{ (NO OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U)\tan\theta\}}{\sum(T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (239,78 - 0)0,510}{71,14}$$

$$SF = 1,717 > 1,5 \text{ (OK)}$$

6.5.4. Pada Saat Elevasi MA ½ Tinggi Air Maksimum

Setelah dilakukan penggambaran bentuk bidang longsornya, selanjutnya bidang longsor tersebut dibagi menjadi beberapa pias dengan lebar yang sama (lihat gambar 6.12 dan 6.13). Berikut perhitungan kestabilannya.

Tabel 6.10. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA ½ Tinggi Air Maksimum Lereng Hulu

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ . A)	α	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e . T)	Te (e . N)	C	C.L
1	10,21	1,670	17,05	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,16	9,50	1,70	1,14	0,00	0,00
2	22,63	1,670	37,79	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	24,64	28,68	2,96	3,44	0,00	0,00
	0,008	1,972	0,02											
3	24,84	1,670	41,48	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	23,07	43,00	2,77	5,16	0,00	0,00
	3,71	1,972	7,32											
4	19,21	1,670	32,08	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	14,45	47,03	1,73	5,64	0,00	0,00
	8,68	1,972	17,12											
5	13,39	1,670	22,36	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	5,15	44,94	0,62	5,39	0,00	0,00
	11,60	1,972	22,88											
6	7,63	1,670	12,74	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,44	37,81	-0,29	4,54	0,00	0,00
	12,75	1,972	25,15											
7	1,98	1,670	3,31	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-6,41	25,55	-0,77	3,07	0,00	0,00
	11,68	1,972	23,04											
8	4,88	1,972	9,62	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-4,06	8,72	-0,49	1,05	0,00	0,00
Jumlah									68,56	245,23	8,23	29,43		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U - Ne) \tan \theta\}}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (245,23 - 0 - 8,23) 0,510}{68,56 + 29,43}$$

$$SF = 1,232 > 1,2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U) \tan \theta\}}{\sum (T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (245,23 - 0) 0,510}{68,56}$$

$$SF = 1,823 > 1,5 \text{ (OK)}$$

Tabel 6.11. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA ½ Tinggi Air Maksimum Lereng Hilir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ.A)	α	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	10,34	1,670	17,27	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,34	9,62	1,72	1,15	0,00	0,00
2	22,62	1,670	37,78	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	24,62	28,65	2,95	3,44	0,00	0,00
3	26,89	1,670	44,91	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	22,81	42,53	2,74	5,10	0,00	0,00
4	23,31	1,670	38,93	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	14,16	46,07	1,70	5,53	0,00	0,00
5	19,68	1,670	32,87	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	4,96	43,25	0,60	5,19	0,00	0,00
6	16,67	1,670	27,84	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,25	34,87	-0,27	4,18	0,00	0,00
7	13,41	1,670	22,39	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-5,56	22,18	-0,67	2,66	0,00	0,00
8	4,80	1,670	8,02	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-3,39	7,27	-0,41	0,87	0,00	0,00
Jumlah									69,69	234,43	8,36	28,13		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U - Ne)\tan\theta\}}{\sum(T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (234,43 - 0 - 8,36)0,510}{69,69 + 28,13}$$

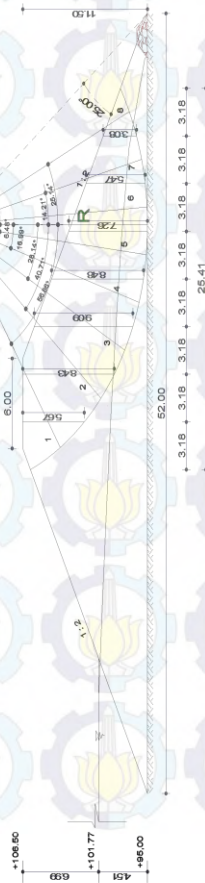
$$SF = 1,178 > 1,2 \text{ (NO OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U)\tan\theta\}}{\sum(T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (234,43 - 0)0,510}{69,69}$$

$$SF = 1,714 > 1,5 \text{ (OK)}$$



Gambar 6.13 Bidang Longsor Pada Saat Elevasi Muka Air 1/2 Tinggi Air Maksimum Lereng Hilir

6.5.5. Pada Saat Elevasi MA Sama Dengan Elevasi *Dead Storage*

Setelah dilakukan penggambaran bentuk bidang longsornya, selanjutnya bidang longsor tersebut dibagi menjadi beberapa pias dengan lebar yang sama (lihat gambar 6.14 dan 6.15). Berikut perhitungan kestabilannya.

Tabel 6.12. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA Sama Dengan Elevasi *Dead Storage* Lereng Hulu

Irsan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	10,34	1,670	17,27	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,34	9,62	1,72	1,15	0,00	0,00
2	22,62	1,670	37,78	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	24,62	28,65	2,95	3,44	0,00	0,00
3	28,40	1,670	47,43	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	22,42	41,79	2,69	5,02	0,00	0,00
4	27,89	1,670	46,58	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	13,68	44,52	1,64	5,34	0,00	0,00
5	24,41	1,670	40,76	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	4,79	41,75	0,57	5,01	0,00	0,00
	0,64	1,972	1,26											
6	19,32	1,670	32,26	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,20	34,09	-0,26	4,09	0,00	0,00
	0,96	1,972	1,89											
7	13,55	1,670	22,63	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-5,55	22,14	-0,67	2,66	0,00	0,00
	0,10	1,972	0,20											
8	5,05	1,670	8,43	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-3,56	7,64	-0,43	0,92	0,00	0,00
				Jumlah					68,53	230,21	8,22	27,63		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U - Ne) \tan \theta\}}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (230,21 - 0 - 8,22)0,510}{68,53 + 27,63}$$

$$SF = 1,176 > 1,2 \text{ (NO OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum \{C.L + (N - U) \tan \theta\}}{\sum (T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (230,21 - 0)0,510}{230,21}$$

$$SF = 1,712 > 1,5 \text{ (OK)}$$

Tabel 6.13. Perhitungan Kestabilan Saat Elevasi MA Sama Dengan Elevasi *Dead Storage* Lereng Hilir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ.A)	α	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	10,34	1,670	17,27	56,16	0,83	0,56	3,18	1,77	14,34	9,62	1,72	1,15	0,00	0,00
2	22,62	1,670	37,78	40,67	0,65	0,76	3,18	2,41	24,62	28,65	2,95	3,44	0,00	0,00
3	28,55	1,670	47,68	28,21	0,47	0,88	3,18	2,80	22,54	42,02	2,70	5,04	0,00	0,00
4	27,88	1,670	46,56	17,08	0,29	0,96	3,18	3,04	13,67	44,51	1,64	5,34	0,00	0,00
5	24,91	1,670	41,60	6,54	0,11	0,99	3,18	3,16	4,77	41,64	0,57	5,00	0,00	0,00
	0,16	1,972	0,32											
6	20,15	1,670	33,65	-3,69	-0,06	1,00	3,18	3,17	-2,19	33,92	-0,26	4,07	0,00	0,00
	0,17	1,972	0,34											
7	13,68	1,972	26,98	-14,08	-0,24	0,97	3,18	3,08	-6,56	26,17	-0,79	3,14	0,00	0,00
8	4,80	1,670	8,02	-24,98	-0,42	0,91	3,18	2,88	-3,39	7,27	-0,41	0,87	0,00	0,00
Jumlah									67,81	233,78	8,14	28,05		0,00

(Sumber : Perhitungan)

- Pada saat gempa (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U - Ne)\tan\theta\}}{\sum(T + T_e)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (233,78 - 0 - 8,14)0,510}{67,81 + 28,05}$$

$$SF = 1,199 > 1,2 \text{ (NO OK)}$$

- Pada saat normal (SF = 1,5)

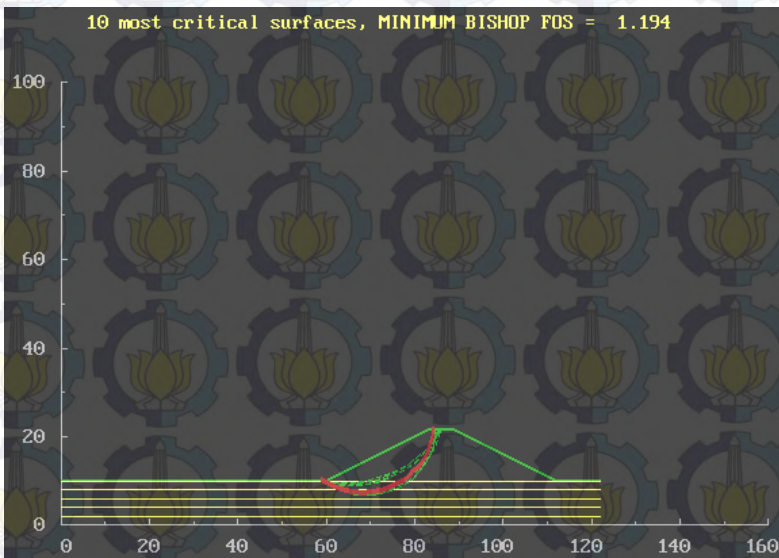
$$SF = \frac{\sum\{C.L + (N - U)\tan\theta\}}{\sum(T)}$$

$$SF = \frac{0,00 + (233,78 - 0)0,510}{67,81}$$

$$SF = 1,757 > 1,5 \text{ (OK)}$$

Tabel 6.14. Rekapitulasi stabilitas tubuh bendungan metode *Fellenius*.

No.	Kondisi	Hulu		Keputusan	Hilir		Keputusan
		FS Hitung	FS ijin		FS Hitung	FS ijin	
1	Kondisi Embung masih kosong	1,171	1,20	tidak ok	1,171	1,20	tidak ok
2	Muka air maksimum (banjir)	1,227	1,20	ok	1,179	1,20	tidak ok
3	Elevasi MA $\frac{3}{4}$ tinggi air maksimum	1,296	1,20	ok	1,179	1,20	tidak ok
4	Elevasi MA $\frac{1}{2}$ tinggi air maksimum	1,232	1,20	ok	1,178	1,20	tidak ok
5	Elevasi <i>dead storage</i>	1,176	1,20	tidak ok	1,178	1,20	tidak ok



Gambar 6.16. Output stabilitas tubuh bendungan (XSTABL)

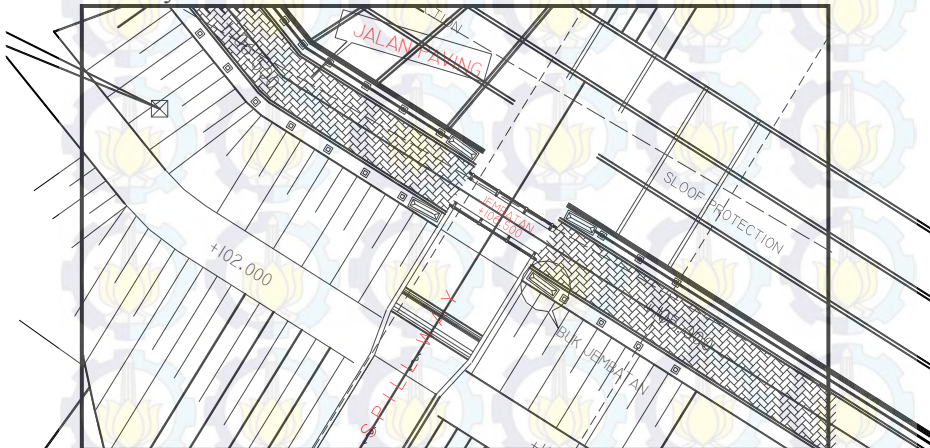
Dari hasil perhitungan stabilitas di dapat kondisi bendungan yang kritis. Kondisi paling kritis terjadi ketika bendungan keadaan kosong dengan nilai $FS = 1,171$ (hitungan manual metode *Fellenius*), sedangkan dengan *software* XSTABL FS kritis = 1,194. Bila $FS_{TERJADI} < FS_{IJJIN}$ maka tubuh bendungan mengalami kegagalan struktur maka dibutuhkan perkuatan, dalam

penyelesaian masalah Tugas Akhir ini perkuatan tubuh bendungan menggunakan *geotextile*.

6.6. Perencanaan *Geotextile*

Seperti yang sudah dijelaskan pada Bab II, suatu tanah yang diperkuat dengan *geotextile*, harus ditinjau stabilitasnya di tiga aspek yaitu : *internal stability*, *foundation stability*, dan *overall stability*.

Perencanaan timbunan bendungan ini menggunakan metode timbunan bertahap, sehingga diperlukan perencanaan timbunan dimana kondisi tanah dibebani oleh pembebanan yang berada di atasnya.



Gambar 6.17 Tampak atas tubuh bendungan Embung.

Perkerasan jalan Inspeksi bendungan yang digunakan adalah paving dengan rincian data sebagai berikut :

- Lebar jalan Inspeksi = 5 m
- Lebar bahu jalan = 0,5 x 0,5 m
- Tebal paving = 8 cm
- BJ paving = 2,5 ton/m³
- BJ air = 1 ton/m³

Data pembebanan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} - q_{\text{air}} &= 9,02 \times 1 = 9,02 \text{ t/m}^2 \\ - q_{\text{paving}} &= 0,08 \times 2,5 = 0,20 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Pemasangan perkuataan *geotextile* arah melintang pada tubuh bendungan direncanakan memakai type Stablenka 800/100.

6.6.1. Internal Stability

Stabilitas internal tercapai apabila tidak terjadi kelongsoran di lereng AC seperti tampak pada Gambar 2.16. Syarat tidak terjadi *failure* di lereng tersebut adalah :

$$1. P_{a1} \leq \frac{(\text{Beratefektif} ABC) x \tan \delta}{SF}$$

Dimana :

δ = sudut geser antara tanah timbunan dan material *geotextile* $\approx \phi = 27^\circ$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + q H K_a \leq \frac{(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \overline{AB} x \overline{BC} x \tan \delta}{2}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,67 \cdot 11,5^2 \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{27}{2} \right) + 1,97 \cdot 11,5 \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{27}{2} \right)$$

$$\leq \frac{(1,97 - 1) \cdot 11,5 \cdot 25,71 \cdot \tan 27}{2}$$

$$= 42,33 < 73,23 \text{ t/m}^2 \rightarrow (\text{OK})$$

2. Syarat Kekuatan Bahan

$$P_{a1} \leq S_1$$

Dimana :

S_1 = kekuatan tarik material *geotextile* yang diijinkan ($T_{\text{allowable}}$)

Tipe *geotextile* yang dipilih adalah *Geotextile STABILENKA* 800/100 yang mempunyai kekuatan tarik maksimal arah memanjang = 800 kN/m'

$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{ib} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}$$

dimana :

T_{allow} = Kekuatan *geotextile* yang tersedia.

T = Kekuatan tarik max *geotextile* yang digunakan.

FS_{id} = Faktor keamanan akibat kerusakan saat pemasangan
(untuk timbunan = 1,1-2,0) → diambil = 1,3

FS_{cr} = Faktor keamanan terhadap kerusakan akibat Rangkak.
(untuk timbunan = 2,0-3,0) → diambil = 2,5

FS_{cd} = Faktor keamanan terhadap kerusakan akibat Bahan - bahan kimia.
(untuk timbunan = 1,1-1,5) → diambil = 1,25

FS_{bd} = Faktor keamanan terhadap kerusakan akibat aktifitas biologi dalam tanah.
(untuk timbunan = 1,1-1,3) → diambil = 1,2

$$T_{allow} = \frac{800}{1,3 \times 2,5 \times 1,25 \times 1,2}$$

$$= 123,67 \text{ KN/m}$$

Sehingga,

$$P_{a1} \leq S_1$$

$$42,33 \text{ t/m}^2 > 12,37 \text{ t/m}^2 \rightarrow (\text{NO OK})$$

Karena tekanan tanahnya lebih besar dari kekuatan *geotextile* yang diijinkan, maka tanah timbunan membutuhkan beberapa lapis *geotextile*.

6.6.2. Foundation Stability

Stabilitas kedua yang perlu ditinjau adalah *foundation stability*, berdasarkan hasil test *Boring Log* kondisi tanah dasar sangat baik sehingga tidak perlu ada perbaikan.

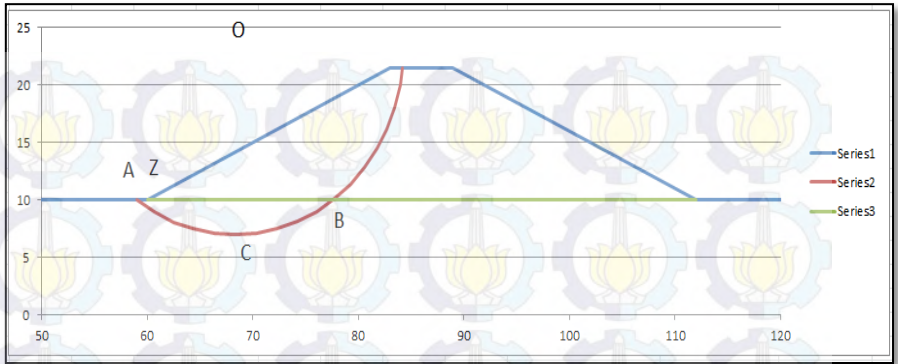
Tabel 6.15 Hasil Boring Log Lokasi Embung

TESTANA ENGINEERING, Inc.		A.2.2. BORING LOG							BOREHOLE #:		DB - 2									
PROJECT : Perencanaan Embung Angsokah		COORDINATE : -		GROUND WATER LEVEL : Undetected.																
LOCATION : Ds. Angsokah, Kab. Sampang.		DEPTH : 10.0 m.		GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m.																
DEPTH m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST					STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS					γ	Gs	e ₀			
		0	10	20	30	40	50	TYPE	C / C'	φ / φ'	q _u	0	20	40				60	80	100
0																				
1	☐ Silt and clay, yellowish brown, mottled with greyish white, inorganic, little of sand, soft consistency																			
2																				
3	☐ soft consistency																			
4	☐ Clay and silt, grey, inorganic, trace to some sand, hard consistency							UCT	2.15	-	4.30	23	26	36				1.92	2.69	0.77
5	■							CU	0.35	39	-									
6	☐ hard consistency																			
7																				
8	☐ Clay and silt, grey, inorganic, trace of sand, fissured, slightly to moderately cemented clay, hard consistency							UCT	2.51	-	5.02	20	23	54				1.97	2.64	0.65
9	■																			
10	☐ hard consistency							CU	0.15	40	-									
	End of boring																			

6.6.3. Overall Stability

Geotextile direncanakan dipasang arah melintang timbunan tubuh bendungan. Berikut merupakan perhitungan *Geotextile* untuk arah melintang.

Dari hasil progam XSTABLE didapatkan gambar bidang longsor seperti pada **Gambar 6.18**



Gambar 6.18 Bidang Longsor output XSTABL

Data-data dari DX-STABL adalah sebagai berikut :

Koordinat dasar timbunan di Titik Z

$$x_z = 60$$

$$y_z = 10$$

Angka keamanan :

$$SF_{\min} = 1,19$$

Jari-jari kelongsoran :

$$R_{(\text{jari-jari})} = 15,94 \text{ m}$$

Koordinat pusat bidang longsor (Titik O pada Gambar)

$$x_o = 68,3$$

$$y_o = 22,94$$

Koordinat dasar bidang longsor (lihat Titik C pada Gambar) :

$$x_c = 68,38$$

$$y_c = 7$$

Koordinat batas longsor (lihat Titik A dan B pada Gambar) :

$$x_A = 59$$

$$y_A = 10$$

$$x_B = 77,72$$

$$y_B = 10,08$$

Momen Penahan :

$$M_{Rmin} = 17400 \text{ kNm}$$

Urutan perhitungan perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan :

1. Mencari nilai Momen Dorong

$$SF = \frac{M_{Rmin}}{M_{dorong}}$$

$$\begin{aligned} M_{dorong} &= \frac{17400}{1,19} \\ &= 14621,848 \text{ KNm} \end{aligned}$$

2. Mencari nilai Momen Rencana dengan angka keamanan rencana $SF_{rencana} = 1,35$

$$\begin{aligned} M_{Rencana} &= M_{Dorong} \times SF_{rencana} \\ &= 14621,848 \times 1,35 \\ &= 19739,4958 \text{ KNm} \end{aligned}$$

3. Mencari nilai Tambahan Momen Penahan (ΔM_R)

$$\begin{aligned} \Delta M_R &= M_{Rencana} - M_{Rmin} \\ &= 19739,4958 - 17400 \\ &= 2339,495 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Mencari Kekuatan *geotextile* yang diizinkan
Kekuatan tarik max = 800 KN/m

$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{ib} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}$$

$$\begin{aligned} T_{allow} &= \frac{800}{1,3 \times 2,5 \times 1,25 \times 1,2} \\ &= 123,672 \text{ KNm} \end{aligned}$$

5. Menghitung Panjang *Geotextile* di Belakang Bidang Longsor

$$\Sigma Fx = 0$$

$$T_{allow} x FS = (2x\tau) x L_e x E$$

$$L_e = \frac{T_{allow} x FS}{(2x\tau) x E}$$

Dimana :

L_e = Panjang *geotextile* di belakang bidang bidang longsor

τ = Tegangan geser antar tanah timbunan dengan *geotextile*

$$\tau = C_u + \sigma_v \tan \phi_1$$

E = efisiensi \rightarrow diambil $E = 0,8$

$FS_{rencana} = 1,5$

H_i = Tinggi timbunan di atas *geotextile*

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$T_{allow} = 123,67 \text{ KNm}$$

Data timbunan :

$$H = 11,5 \text{ m}$$

$$\gamma_{timb} = 16,7 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma_{timb} \times H_i \\ &= 16,7 \times 11,5 \\ &= 192,05 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_{ul} = 0$$

$$\phi = 27^\circ$$

$$\begin{aligned}\tau_1 &= 0 + (192,05 \times \tan 27^\circ) \\ &= 97,854 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Data Tanah Dasar :

$$C_{u2} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 39^\circ$$

$$\begin{aligned}\tau_2 &= 2,5 + (192,05 \times \tan 39^\circ) \\ &= 158,01 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor :

$$\begin{aligned}L_e &= \frac{T_{allow} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E} \\ &= \frac{123,67 \times 1,35}{(97,85 + 158,01) \times 0,8} \\ &= 0,815 \text{ meter}\end{aligned}$$

6. Menghitung Kebutuhan *Geotextile*

Geotextile dipasang tiap 1 m

$$M_{\text{geotextile}} = T_{allow} \times T_i$$

dimana :

$$T_{allow} = \text{Kekuatan Geotextile}$$

$$T_i = \text{Jarak vertikal antara } \textit{geotextile} \text{ dengan pusat bidang longsor (Titik O pada Gambar 6.18)}$$

Pada *geotextile* lapisan pertama (pada dasar timbunan)

$$Hi_1 = H_{\text{timbunan}} = 11,5 \text{ meter}$$

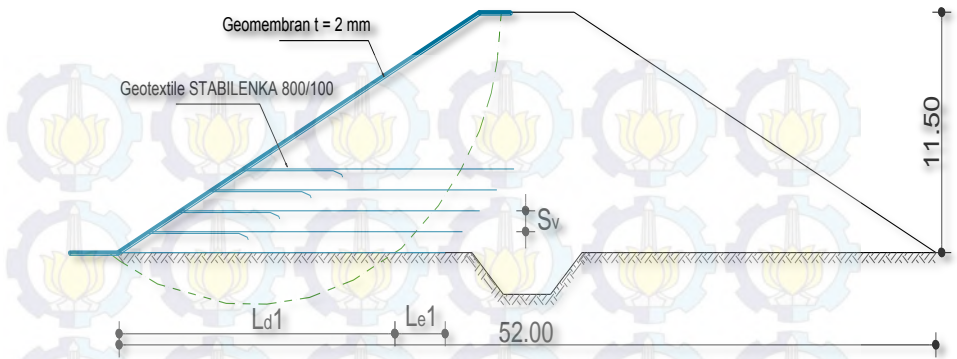
$$\begin{aligned}Ti_1 &= y_o - y_z \\ &= 22,94 - 10 = 12,94 \text{ meter}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{geotextile}} &= 123,67 \times 12,94 \\ &= 1600,309 \text{ KNm}\end{aligned}$$

Kebutuhan *geotextile* ditentukan dari Σ Momen akibat pemasangan *geotextile* lebih besar dari momen tambahan yang dibutuhkan. Hasil perhitungan Σ Momen dapat dilihat pada Tabel 6.16.

$$\begin{aligned}\Sigma \text{Momen} &> \Delta M_R \\ \Sigma M &= M_{\text{geotextile1}} + M_{\text{geotextile2}} + \dots + M_{\text{geotextile-n}} > \Delta M_R \\ 21004,37 \text{ kNm} &> 2339,5 \text{ kNm} \rightarrow (\text{OK})\end{aligned}$$

7. Menghitung Panjang *Geotextile* di depan bidang longsor (L_D)
 Panjang *geotextile* ini dihitung dengan bantuan *output* dari program XSTABL dengan cara :
 $L_D = (\text{koordinat-X bidang longsor lapisan } i \text{ } \textit{geotextile} \text{ terpasang}) - (\text{koordinat tepi timbunan lapisan } i \text{ } \textit{geotextile} \text{ dipasang})$
 Panjang *geotextile* di depan bidang longsor dapat dilihat pada Tabel 5.19.
8. Menghitung Panjang Total *Geotextile*
 Panjang total *geotextile* 1 sisi = $L_e + L_D$
 Panjang total *geotextile* 2 sisi = $2 \times (L_e + L_D)$
 Untuk panjang total 1 sisi *geotextile* $> \frac{1}{2}$ lebar timbunan maka untuk mempermudah pemasangan di lapangan, *geotextile* dipasang selebar timbunan. Hasil Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 6.16. Untuk sketsa pemasangan *Geotextile* dapat dilihat pada Gambar 6.19.



Gambar 6.19 Sketsa Pemasangan *Geotextile*

Tabel 6.16 Hasil Perhitungan Momen Penahan oleh *Geotextile* dan Panjang *Geotextile* di Belakang Bidang Longsor

n	h_{timbunan} (m)	T_i (m)	T_{allow} (kN/m^2)	τ_1 (kN/m^2)	τ_2 (kN/m^2)	Mgeotextile (kN.m)	$\Sigma \text{Mgeotextile}$ (kN.m)	Le (m)	Le pakai (m)
1	11,5	12,94	123,6715	97,85436	158,019	1600,309179	1600,309179	0,8156	1
2	10,5	13,44	123,6715	89,34529	89,34529	1662,144928	3262,454106	1,1679	1,2
3	9,5	13,94	123,6715	80,83621	80,83621	1723,980676	4986,434783	1,2909	1,3
4	8,5	14,44	123,6715	72,32714	72,32714	1785,816425	6772,251208	1,4427	1,5
5	7,5	14,94	123,6715	63,81806	63,81806	1847,652174	8619,903382	1,6351	1,7
6	6,5	15,44	123,6715	55,30899	55,30899	1909,487923	10529,3913	1,8866	1,9
7	5,5	15,94	123,6715	46,79991	46,79991	1971,323671	12500,71498	2,2297	2,3
8	4,5	16,44	123,6715	38,29084	38,29084	2033,15942	14533,8744	2,7251	2,8
9	3,5	16,94	123,6715	29,78176	29,78176	2094,995169	16628,86957	3,5037	3,6
10	2,5	17,44	123,6715	21,27269	21,27269	2156,830918	18785,70048	4,9052	5
11	1,5	17,94	123,67	12,76361	12,76361	2218,666667	21004,36715	8,1754	8,2

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.17 Hasil Perhitungan Panjang *Geotextile* di Depan Bidang Longsor

n	Koordinat	Koordinat pakai		Koordinat	Ld
	Y <i>geotextile</i>	X	Y	X tepi timb	(m)
1	10	77,72	10,08	60	17,720
2	10,5	84,15	21,58	61	23,150
3	11	84,15	21,58	62	22,150
4	11,5	84,15	21,58	63	21,150
5	12	84,15	21,58	64	20,150
6	12,5	84,15	21,58	65	19,150
7	13	84,15	21,58	66	18,150
8	13,5	84,15	21,58	67	17,150
9	14	84,15	21,58	68	16,150
10	14,5	84,15	21,58	69	15,150
11	15	84,15	21,58	70	14,150

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.18 Hasil Perhitungan Kebutuhan Total *Geotextile*

Jumlah (n)	1 sisi		L total (m)	1/2 lebar timbunan	Panjang Pakai	2 Sisi (m)
	Le (m)	Ld (m)				
1	1,0	17,720	18,720	26	26	52
2	1,2	23,150	24,350	24	24	48
3	1,3	22,150	23,450	22	22	44
4	1,5	21,150	22,650	20	20	40
5	1,7	20,150	21,850	18	18	36
6	1,9	19,150	21,050	16	16	32
7	2,3	18,150	20,450	14	14	28
8	2,8	17,150	19,950	12	12	24
9	3,6	16,150	19,750	10	10	20
10	5,0	15,150	20,150	8	8	16
11	8,2	14,150	22,350	6	6	12
Total						352

(Sumber : Hasil Perhitungan)

6.6.4. Kontrol Kestabilan *Geotextile*

➤ Kontrol Guling

$$W = H \times L \times 1 \times \gamma_{timb.} = 11,5 \times 8,2 \times 1 \times 1,67 = 157,48 \text{ ton}$$

$$Pa = \left(\frac{1}{2} \times \gamma_{timb} \times Ka \times H^2 \times 1 \right)$$

$$Pa = \left(\frac{1}{2} \times 1,67 \times 0,375 \times 11,5^2 \times 1 \right) = 41,5 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \times \phi = \frac{2}{3} \times 27^\circ = 18^\circ$$

$$Pa \cos \delta = 41,5 \cos 18^\circ = 39,439 \text{ ton}$$

$$Pa \sin \delta = 41,5 \sin 18^\circ = 12,81 \text{ ton}$$

$$Mp = W \times \frac{L}{2} + Pa \sin \delta (L)$$

$$MP = 157,48 \times \frac{8,2}{2} + 12,81 \times 8,2 = 750,751 \text{ ton}$$

$$MG = Pa \cos \delta \times \frac{H}{3} = 39,439 \times \frac{8,2}{2} = 151,183 \text{ ton}$$

$$FS = \frac{MP}{MG} = \frac{750,751}{151,183}$$

$$FS = 4,965 > 3 \rightarrow (\text{OK})$$

➤ Kontrol Geser

$$C = 0,25 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi_{\text{tanah dasar}} = 39^\circ$$

$$\phi_{\text{timbunan}} = 27^\circ$$

$$Ca = 0,85 \times C = 0,85 \times 0,25 = 0,2125 \text{ ton/m}^2$$

$$\delta' = 0,9 \times \phi = 0,9 \times 39^\circ = 35,1^\circ$$

$$\sigma_n = \frac{W + Pa \sin \delta}{A_{\text{bidang geser}}}$$

$$\sigma_n = \frac{157,48 + (41,5 \times \sin 35,1^\circ)}{(8,2 \times 1)} = 22,112 \text{ ton/m}^2$$

$$FS = \Sigma \frac{\text{resisting forces}}{\text{driving forces}}$$

$$FS = \frac{[ca + \sigma_n \tan \delta] L_{bidang geser}}{Pa \cos \delta}$$

$$FS = \frac{[0,212 + 22,112 \tan 35,1^\circ] 8,2}{41,5 \times \cos 35,1^\circ}$$

$$FS = 3,762 > 3 \rightarrow (\text{OK})$$

➤ Kontrol Daya Dukung

$$SF = \frac{P_{ult}}{P_{act}}$$

$$\phi_{\text{timbunan}} = 27^\circ$$

Didapat harga N_c , N_q , dan N_γ pada Tabel 2.3 :

Tabel 6.19 Harga-harga N_c , N_γ , N_q dari Caquot dan Kerisel

No	ϕ°	N_c	N_γ	N_q
1	0	5.14	0	1
2	5	6.5	0.1	1.6
3	10	8.4	0.5	2.5
4	15	11	1.4	4
5	20	14.8	3.5	6.4
6	25	20.7	8.1	10.7
7	30	30	18.1	18.4
8	35	46	41.1	33.3
9	40	75.3	100	64.2
10	45	134	254	135

(Sumber : Wahyudi,1999)

$$N_c = 26,62$$

$$N_\gamma = 12,41$$

$$N_q = 14,28$$

$$\gamma_{\text{tanah dasar}} = 1,97 \text{ ton/m}^2, B = 52 \text{ m}$$

$$P_{ult} = C \times N_c + \gamma_{\text{tanah dasar}} \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{tanah dasar}} \times B \times N_\gamma$$

$$P_{ult} = 0,25 \times 26,62 + 1,97 \times 0 \times 14,28 + \frac{1}{2} \times 1,97 \times 8,2 \times 12,41$$

$$P_{ult} = 106,890 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{act} = (\gamma_{\text{timb}} \times H) + q_{\text{paving}}$$

$$P_{act} = (1,67 \times 11,5) + 0,2 = 19,405 \text{ ton/m}^2$$

$$SF = \frac{P_{ult}}{P_{act}} = \frac{106,890}{19,405} = 5,509 > 3 \rightarrow (\text{OK})$$

Perencanaan *geotextile* memenuhi syarat dan dapat di aplikasikan di lapangan.

6.7. Perhitungan Dimensi Intake

$$Q_{\text{intake}} = 0,0037 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$n = 0,015$$

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{8,20}{84} = 0,097$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \pi D^2}{\pi D}$$

$$= \frac{1}{4} D$$

$$Q = V.A$$

$$0,0037 = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right)$$

$$0,0037 = \frac{1}{0,015} \cdot \left(\frac{1}{4} D \right)^{2/3} \cdot 0,097^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right)$$

$$D = 0,062 \text{ m} < D_{\text{min}} 0,20 \text{ m}$$

Karena dimensi pipa kurang dari dimensi pipa HDPE pasaran minimum, maka yang dipakai adalah dimensi minimum sebesar 0,20 meter.

6.8. Kondisi Aliran Saluran Buatan

Direncanakan saluran buatan dari pasangan setelah kolam olak dari *spillway* dengan dimensi sebagai berikut:

$$Q = 8,014 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$b = 10 \text{ m}$$

$$h = 2,48 \text{ m}$$

$$m = 1$$

$$L \text{ saluran} = 50,30 \text{ m}$$

$$d = + 96,35 - + 95 = 1,25 \text{ m}$$

$$Q = V.A$$

$$A = (b+m.h).h = (10+1.2,48).2,48 = 30,95 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{8,014}{30,95} = 0,258 \text{ m/ detik}$$

Bilangan Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gd}}$$

$$Fr = \frac{0,258}{\sqrt{9,80 \times 1,25}}$$

$$Fr = 0,073 < 1 \text{ (aliran sub kritis)}$$

Jadi kondisi aliran saluran buatan setelah kolam olak yaitu aliran sub kritis.

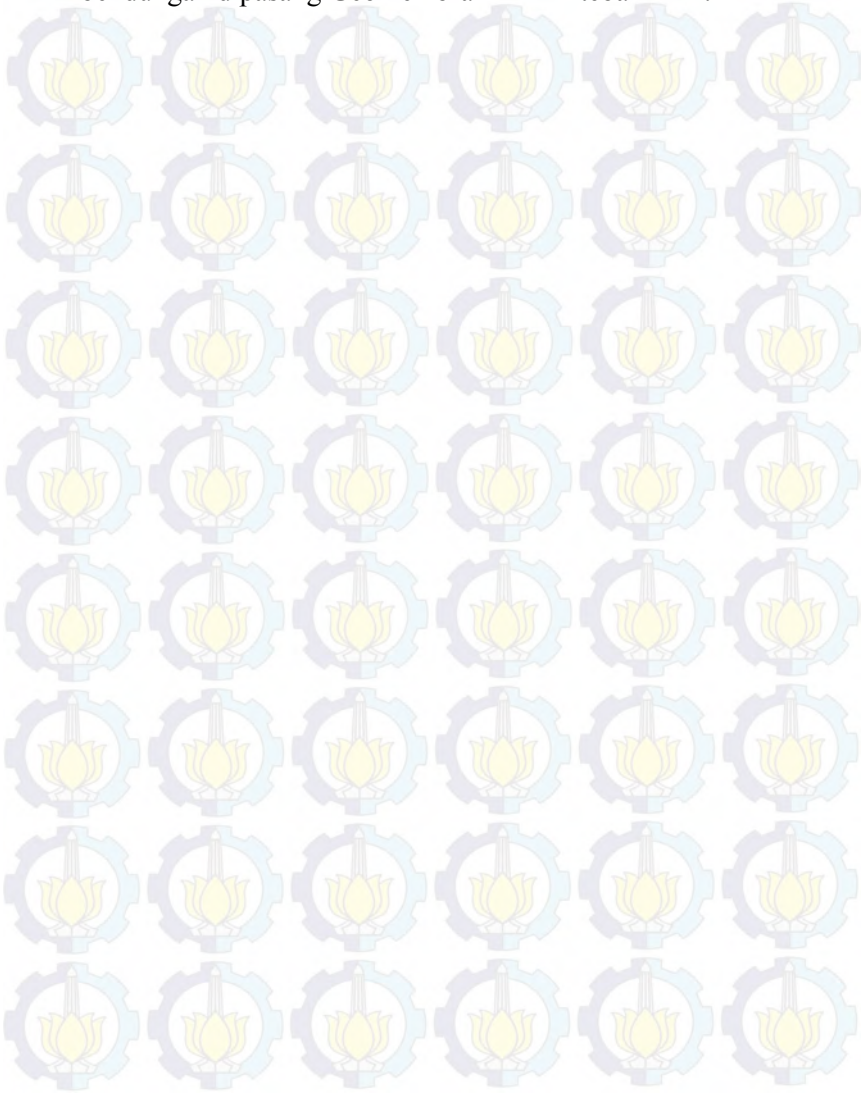
BAB VII KESIMPULAN

7.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan, mulai dari analisa hidrologi hingga analisa hidrolika, serta analisa kestabilannya diperoleh hasil sebagai berikut :

1. Jumlah prediksi kebutuhan air total pada tahun 2039 sebesar 3,66 liter / detik.
2. Ketersediaan air pada Embung Angsokah dari analisa curah hujan andalan yang ada sebesar 64.358 m^3 . Kapasitas mati sebesar $395,00 \text{ m}^3$ dan kapasitas total tampungan sebesar 64.753 m^3 . Dari kapasitas tampungan total tersebut mampu memenuhi kebutuhan air penduduk di Desa Angsokah.
3. Dimensi *Spillway* :
 - Tipe mercu = Ogee I (hulu tegak)
 - Lebar pelimpah = 10 m
 - Panjang sal. Transisi = 5 m
 - Panjang sal. Peluncur lurus = 15 m
 - Panjang sal. Peluncur terompet = 23 m
 - Panjang kolam olak = 3,30 m
 - Tipe kolam olak = USBR Tipe III
4. Dimensi tubuh bendungan
 - Lebar mercu = 3,10 m
 - Tinggi bendungan = 11,5 m
 - Elevasi mercu = +106,50
 - Kemiringan lereng hulu = 1 : 2
 - Kemiringan lereng hilir = 1 : 2
5. Dari perhitungan kestabilan tubuh bendungan metode *Fellenius* dan dengan Program DXSTABL didapat $FS_{\text{TERJADI}} < FS_{\text{IJIN}}$ (tidak memenuhi syarat). Maka untuk perkuatannya direncanakan menggunakan *geotextile*, jumlah *geotextile* yang dibutuhkan 11 lapis dipasang melintang pada timbunan bendungan dengan type *geotextile* yang dipilih adalah type

Stabilenka 800/100. Sedangkan arah memanjang tubuh bendungan dipasang Geomembran HDPE tebal 2mm.



DAFTAR PUSTAKA

1. Angga Anugrah, PT. 2013. **SID Embung Angsokah Kabupaten Sampang**. Surabaya
2. Chow, Ven Te. 1985. **Hidrolika Saluran Terbuka**. Jakarta: Erlangga
3. Das, Braja M., Endah, N., Mochtar, I. B. 1993. **Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis)**. Jakarta: Erlangga
4. Ditjen, Cipta Karya. 1998. **Petunjuk Teknis Perencanaan, Pelaksanaan, Pengawasan, Pembangunan dan Pengelolaan Sistem Penyediaan Air Bersih Perdesaan**. Jakarta: Departemen PU
5. Mangkudiharjo, Sarwoko. 1985. **PAB**. Surabaya: ITS
6. Pekerjaan Umum, Dirjen. 1986. **Kriteria Perencanaan 02 – Bangunan Utama**. PU
7. Mochtar, Indrasurya B. 2000. **Teknologi Perbaikan Tanah dan Alternatif Perencanaan pada Tanah Bermasalah (Problematic Soil)**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
8. Sholeh, M. **Diktat Hidrologi**. Surabaya: ITS
9. Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2002. **Bendungan Tipe Urugan**. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
10. Soewarno. 1995. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1**. Bandung: NOVA.

11. Soewarno. 1995. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2**. Bandung: NOVA.
12. Soedibyo, Ir. 2003. **Teknik Bendungan**. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
13. Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2006. **Hidrologi untuk Pengairan**. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
14. Suripin. 2004. **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: Andi

1.56

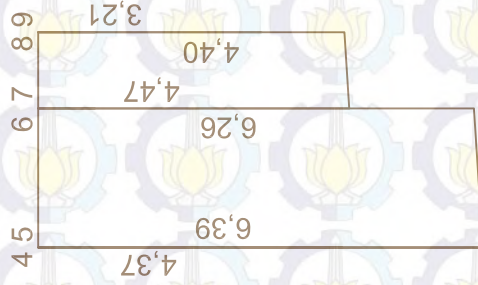
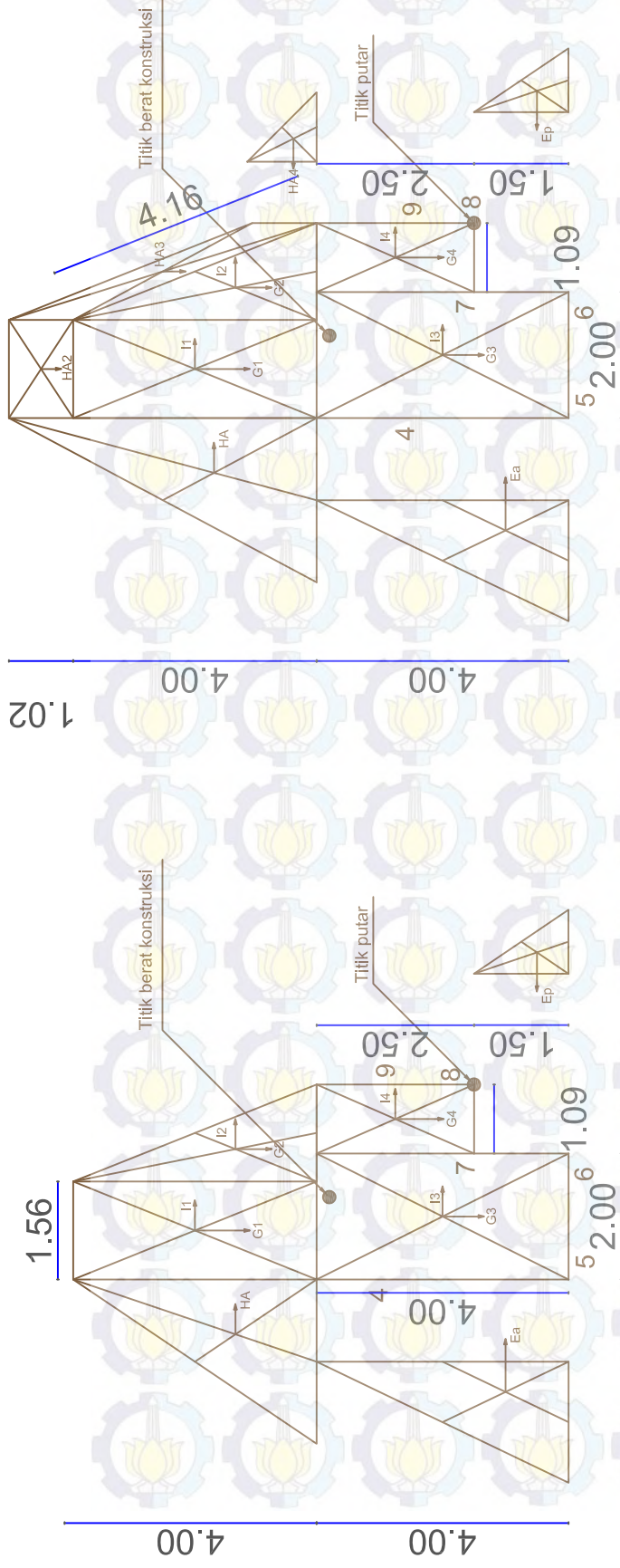


DIAGRAM UPLIFT PELIMPAH SAAT
MUKA AIR SETINGGI MERCU

SKALA 1 : 100



1.02

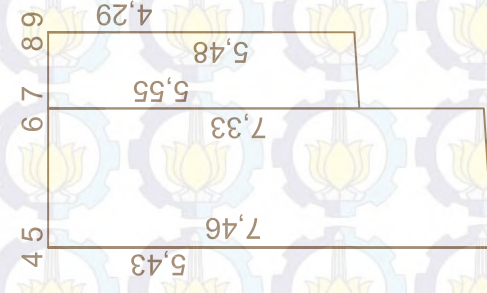
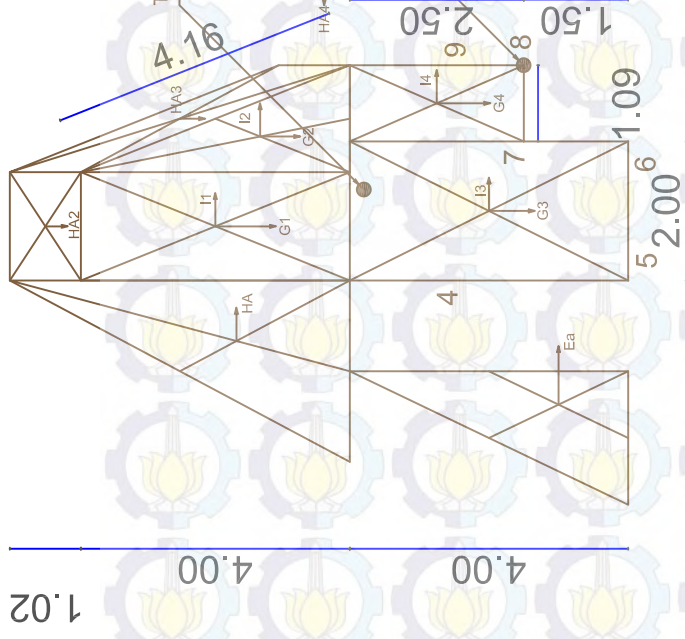


DIAGRAM UPLIFT PELIMPAH SAAT
MUKA AIR BANJIR

SKALA 1 : 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :
REDESAIN EMBUNG ANGSKAKH KABUPATEN SAMPANG

JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
		CHANDRA EKO PRASETYO NRP. 3113 106 021

DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II
DISETUNJUI		

DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II

Dr. Techn. LIMBOD LASHINTO, ST. MSC. MUHAMMAD BAGUS ANDORI, ST. MSC.

Saluran Pengarah Pelimpah Saluran Transisi Saluran Peluncur Lurus Saluran Peluncur Terompet Kolam Olak

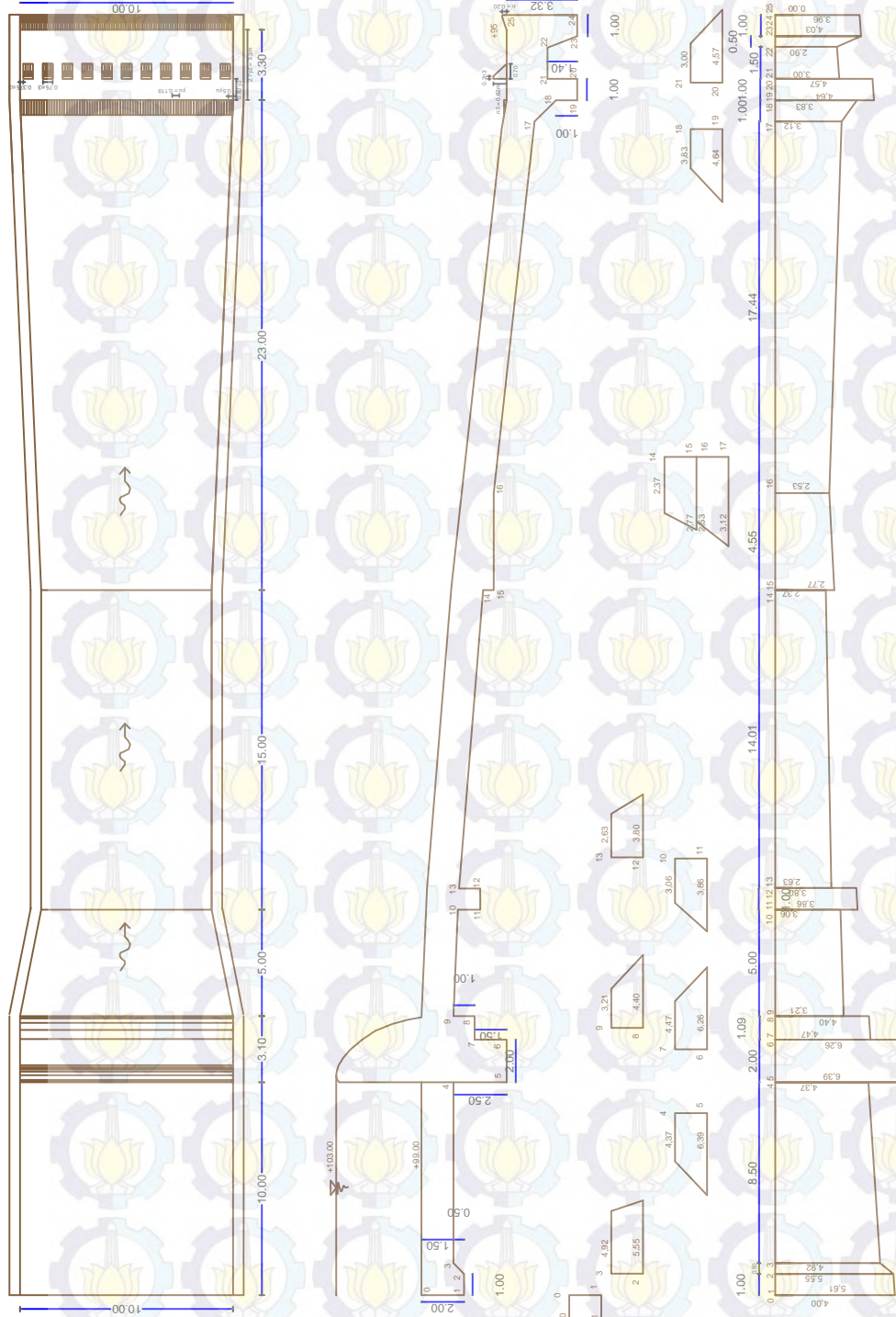


DIAGRAM UPLIFT SAAT MUKA AIR SETINGGI MENCU
SKALA 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :
REDESAIN EMBUNG ANGSDAKH KABUPATEN SAMPANG

JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
		CHANDRA EKO PRASETYO NRP. 3113 106 021
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II
DISETJUI		
Dr. Techn. LIMBOD LASHINTO, ST. MSC.		MOHAMMAD BAGUS ANDRI, ST. MSC.

Saluran Pengarah Pelimpah Saluran Transisi Saluran Peluncur Lurus Saluran Peluncur Terompet Kolam Olak

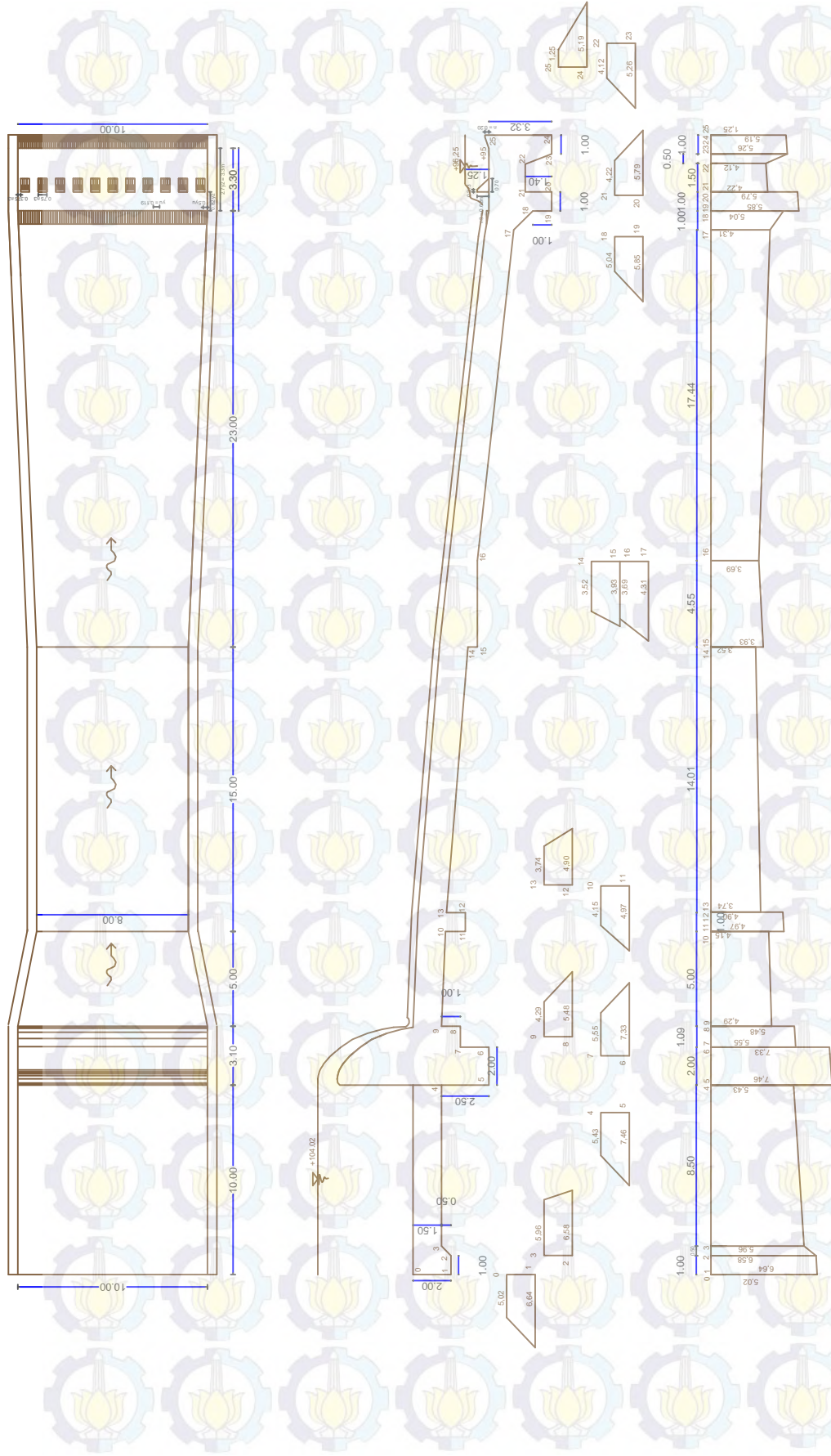


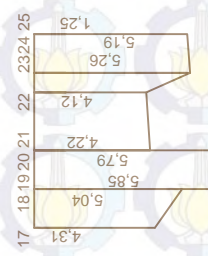
DIAGRAM UPLIFT SAAT MUKA AIR BANJIR
SKALA 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR I
REDESAIN EMBUNG ANGSKAH KABUPATEN SAMPANG

JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
		CHANDRA EKO PRASETYO NRP. 3113 106 021
DISETUIJUI		
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II
Dr. Techn. UMBOED LASHINTO, ST. MSC.		MOHAMAD BAGUS ANDRI, ST. MSC.

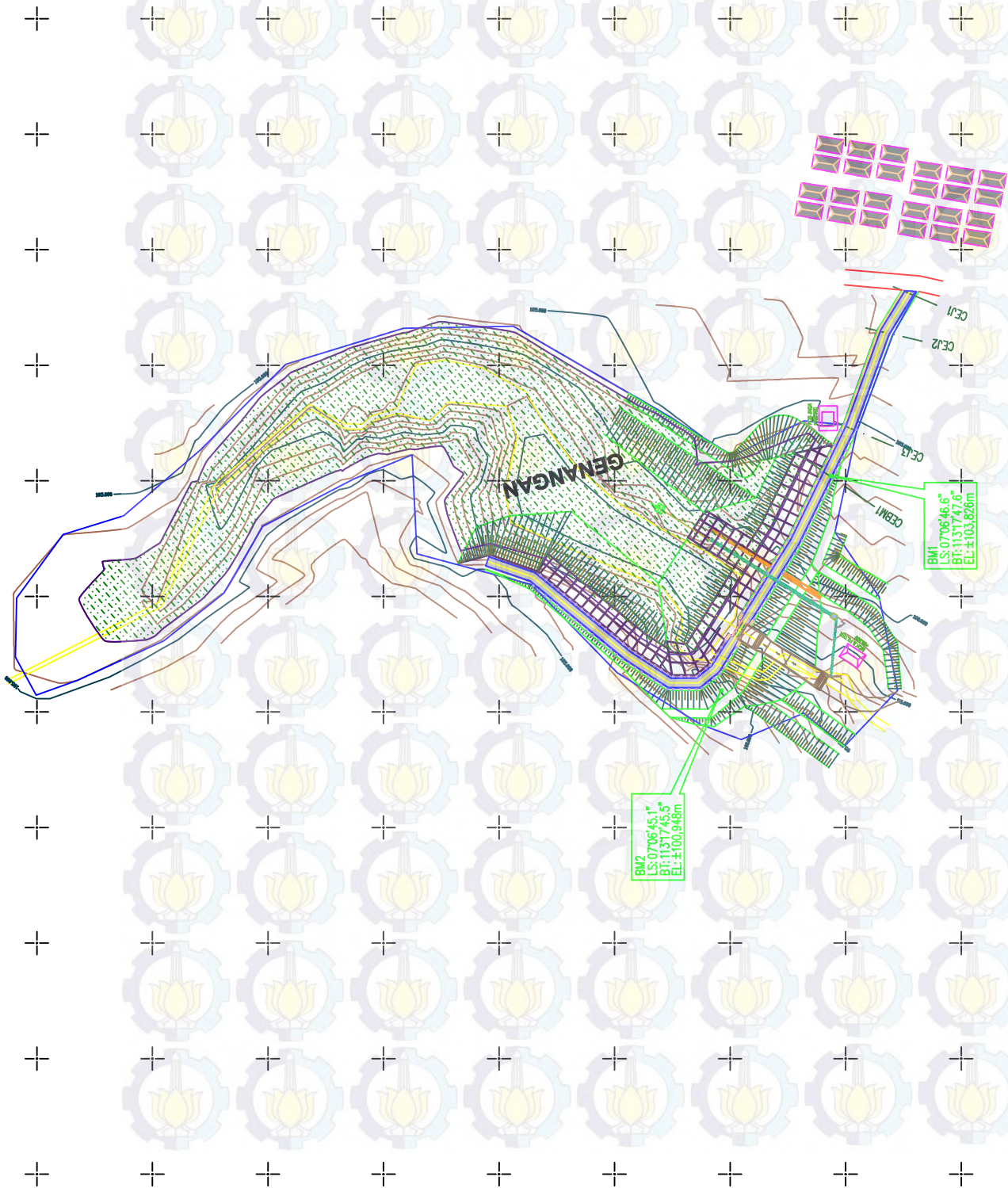
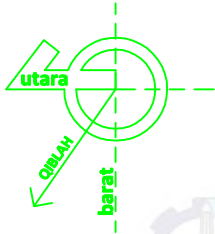


SKALA 1 : 200



JUDUL TUGAS AKHIR :
REDESAIN EMBUNG ANGSOCAH KABUPATEN SAMPANG

JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
		CHANIRA EKO PRASETYO NRP. 3113 106 021
DISELUJUI		
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II
Dr. Techn. UMBOURO LASHINTO, ST. MSC.		MOHAMMAD BAGUS ANSIRI, ST. MSC.



BM2
LS: 0706°45.1"
BT: 1137°45.5"
EL: ±100.940m

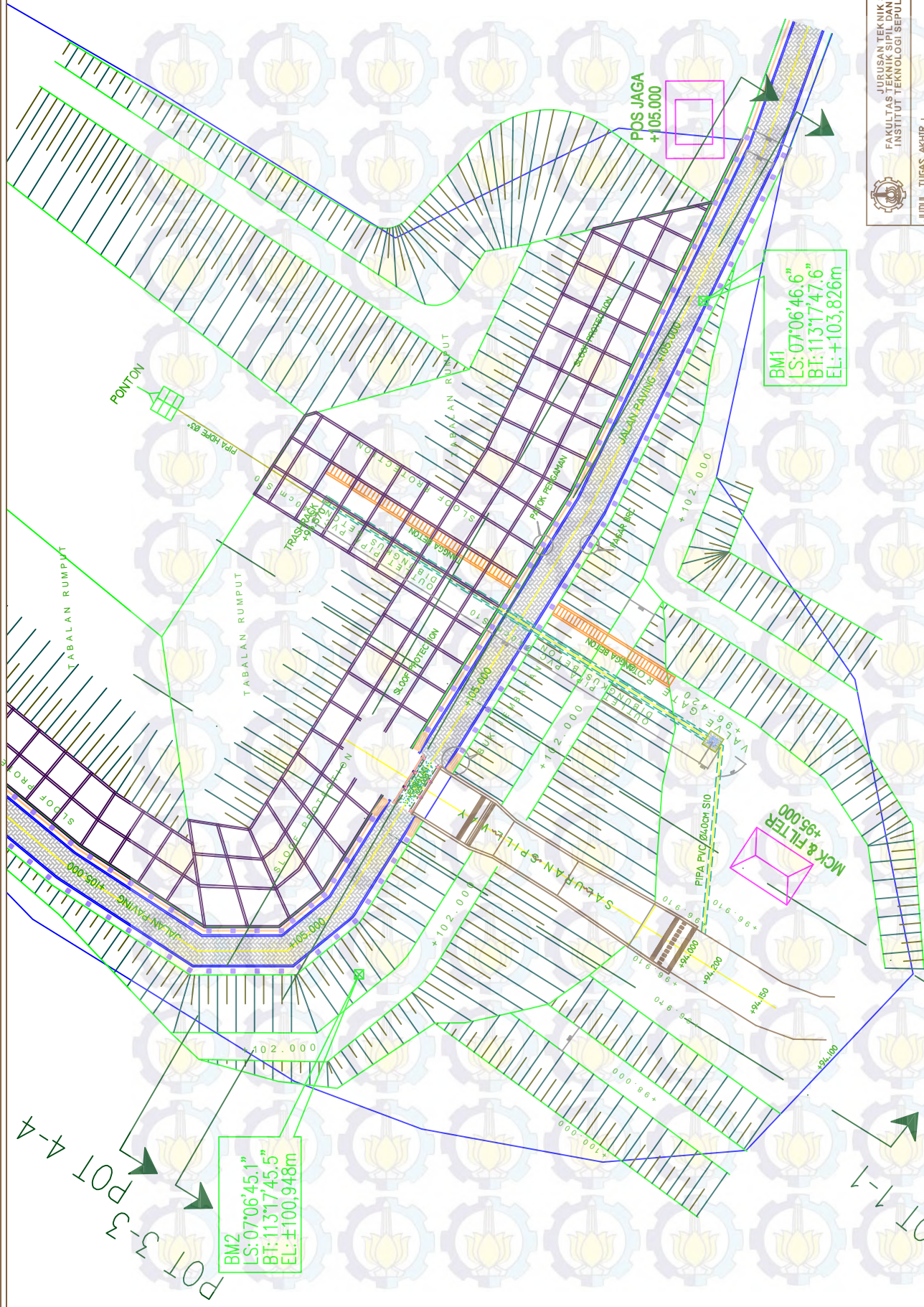
BM1
LS: 0706°46.6"
BT: 1137°47.6"
EL: ±103.826m

LAY OUT EMBUNG ANGSOCAH
SKALA 1 : 5000



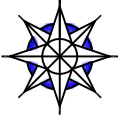
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR I		REDESAIN EMBUNG ANGSOCAH KABUPATEN SAMPANG	
JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA	
		CHANDRA EKO PRASETYO	
		NRP. 3113 106 021	
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II	
		DISETJUI	
Dr. Techn. LIMBOD LASHINTO, ST. MSC.		MOHAMAD BAGUS ANDRI, ST. MSC.	



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR I REDESAIN EMBUNG ANGSKAH KABUPATEN SAMPANG		JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
				CHANDRA EKO PRASETYO NRP. 3113 106 021
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II		
		DISETUJUI		
Dr. Techn. UMROD LASHINTO, ST. MSC.		MUHAMMAD BAGUS ANDRI, ST. MSC.		



DENAH TUBUH BENDUNGAN DAN SPILLWAY

SKALA 1 : 1000

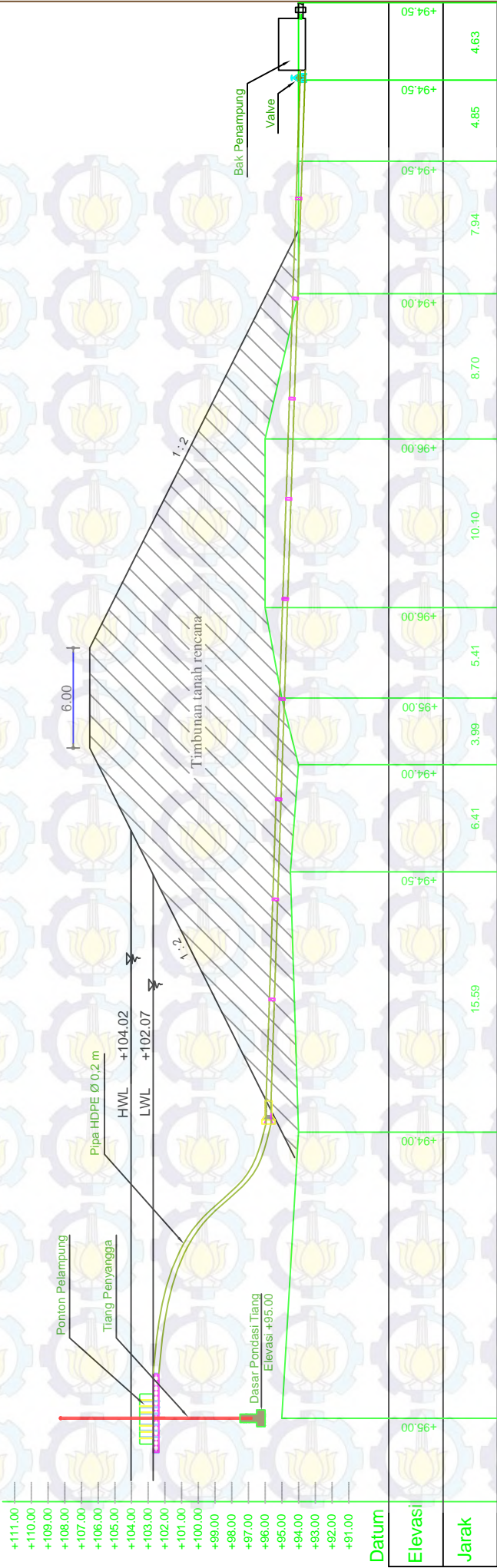
POT 1-1
POT 2-2
POT 3-3
POT 4-4

BM2
LS: 07°06'45.1"
BT: 113°17'45.5"
EL: ±100,948m

BM1
LS: 07°06'46.6"
BT: 113°17'47.6"
EL: ±103,826m

MCK & FILTER
+93.000

POS JAGA
+105.000



DENAH INTAKE
SKALA 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :
REDESAIN EMBUNG ANGSOCAH KABUPATEN SAMPANG

JUDUL GAMBAR

SKALA

MAHASISWA

CHANDRA EKO PRASETYO
NRP. 3113 106 021

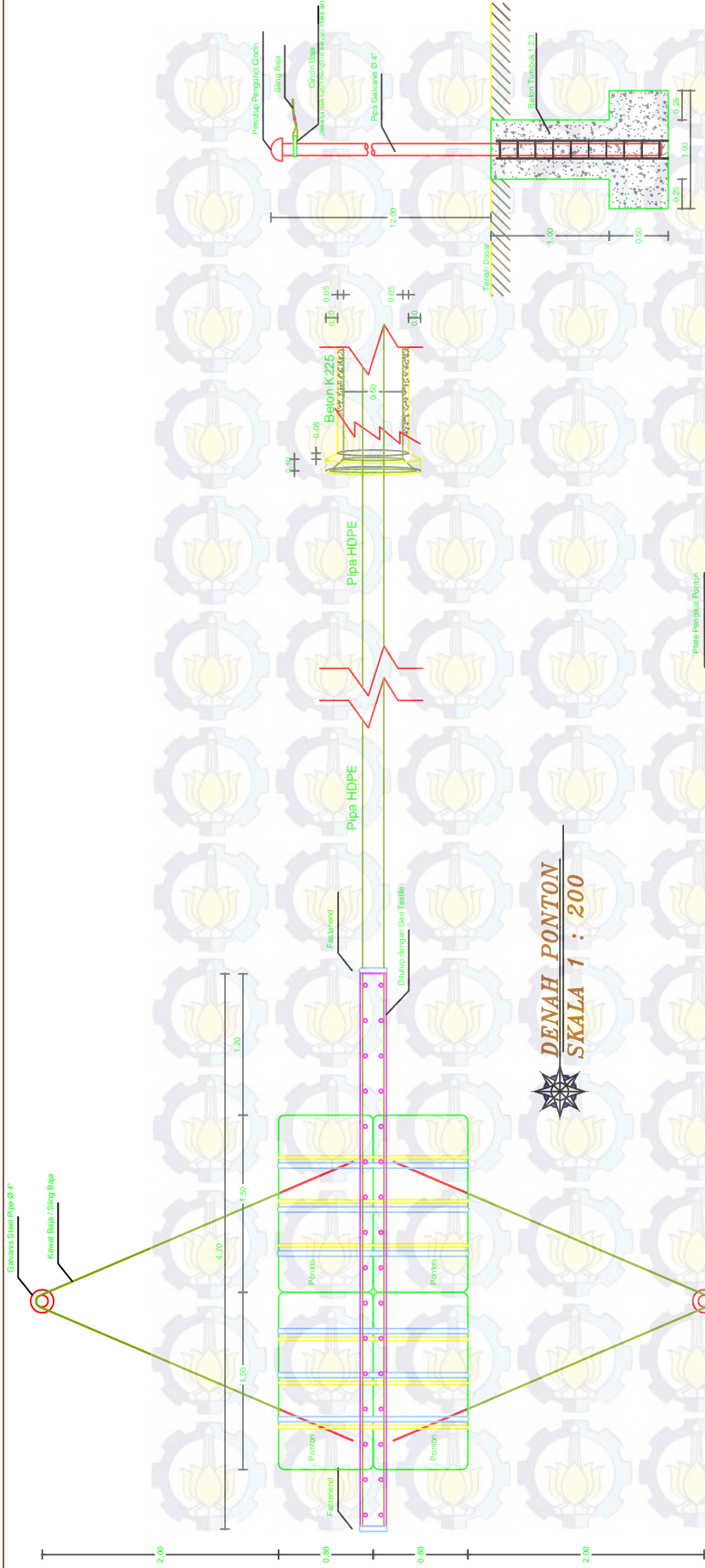
DISETUJUI

DOSEN PEMBIMBING I

DOSEN PEMBIMBING II

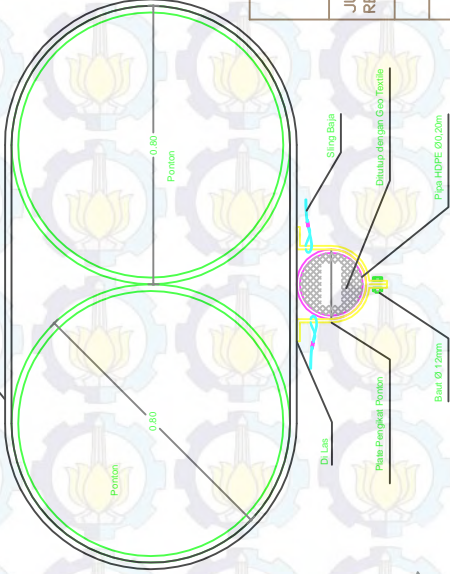
Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, ST. MSc.

MDHAMAD BAGUS ANSORI, ST. MSc.



DENAH PONTON
SKALA 1 : 200

DETAIL TIANG PENYANGGA PONTON
SKALA 1 : 200



POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1 : 200

DETAIL PONTON
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :
REDESAIN EMBUNG ANGKOKAH KABUPATEN SAMPANG

JUDUL GAMBAR : SKALA

MAHASISWA

CHANDRA EKO PRASETYO
NRP. 3113 106 021

DISETUJUI

DOSEN PEMBIMBING I

DOSEN PEMBIMBING II

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, ST. MSC.

MOHAMAD BAGUS ANSORI, ST. MSC.

* X S T A B L D E M O *

* Slope Stability Analysis *

* using the *

* Method of Slices *

* Copyright (C) 1992 - 2014 *

* Interactive Software Designs, Inc. *

* Moscow, ID 83843, U.S.A. *

* All Rights Reserved *

* Ver. 5.209 96 - 2999 *

Problem Description : 4

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	10.0	60.0	10.0	2
2	60.0	10.0	83.0	21.5	1
3	83.0	21.5	89.0	21.5	1
4	89.0	21.5	112.0	10.0	1
5	112.0	10.0	122.0	10.0	2

5 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	10.0	122.0	10.0	2
2	.0	8.0	122.0	8.0	3
3	.0	6.0	122.0	6.0	4
4	.0	4.0	122.0	4.0	5
5	.0	2.0	122.0	2.0	6

ISOTROPIC Soil Parameters

6 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight (kN/m3)	Moist Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Water Surface Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.6	19.7	14.0	14.00	.000	.0	1
2	18.6	19.6	14.0	14.00	.000	.0	1
3	18.6	19.6	2.5	14.00	.000	.0	1
4	19.2	19.5	2.5	14.00	.000	.0	1
5	19.2	19.5	2.5	14.00	.000	.0	1
6	19.7	19.9	2.5	14.00	.000	.0	1

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

25 trial surfaces will be generated and analyzed.

5 Surfaces initiate from each of 5 points equally spaced along the ground surface between $x = 59.0$ m and $x = 60.0$ m

Each surface terminates between $x = 83.0$ m and $x = 86.0$ m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is $y = 1.0$ m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees

Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

-- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)

Negative effective stresses were calculated at the base of a slice.
This warning is usually reported for cases where slices have low self weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c" value.

USER SELECTED option to maintain strength greater than zero

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface is specified by 18 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	59.00	10.00
2	60.69	8.94
3	62.51	8.09
4	64.41	7.48
5	66.38	7.12
6	68.38	7.00
7	70.37	7.14
8	72.33	7.52
9	74.23	8.14
10	76.04	9.00
11	77.72	10.08
12	79.26	11.36
13	80.62	12.83
14	81.79	14.45
15	82.75	16.21
16	83.48	18.07
17	83.97	20.01
18	84.15	21.50

**** Simplified BISHOP FOS = 1.194 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : 4

	FOS	Circle Center (BISHOP)	Center x-coord	Radius y-coord	Initial x-coord	Terminal x-coord	Resisting Moment
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN-m)
1.	1.194	68.30	22.94	15.94	59.00	84.15	1.740E+04
2.	1.194	68.23	26.01	18.24	59.50	85.88	2.054E+04
3.	1.195	69.01	22.97	16.23	59.25	85.15	1.908E+04
4.	1.199	68.86	24.77	17.23	60.00	85.74	1.955E+04
5.	1.204	68.68	23.29	16.01	59.75	84.56	1.749E+04
6.	1.206	69.11	22.93	15.96	59.75	84.99	1.828E+04
7.	1.215	65.71	32.00	22.86	59.50	86.00	2.198E+04
8.	1.220	64.94	33.31	23.88	59.75	85.68	2.127E+04
9.	1.221	64.42	35.13	25.52	60.00	85.98	2.214E+04
10.	1.223	66.02	30.11	21.14	59.50	85.29	2.023E+04

* * * END OF FILE * * *



PRODUCT			100N5	100N5	100N5	200N5	200N5	400N5	600N5	1000N5	1000N5
MECHANICAL	TEST	UNIT									
Ultimate tensile strength Longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 100 ≥ 50	≥ 120 ≥ 120	≥ 150 ≥ 45	≥ 200 ≥ 45	≥ 300 ≥ 45	≥ 400 ≥ 50	≥ 600 ≥ 50	≥ 800 ≥ 50	≥ 1000 ≥ 100
Tensile strength @ 6% strain : Longitudinal	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 80	—	≥ 85	≥ 120	≥ 180	≥ 230	≥ 320	≥ 460	≥ 600
Strain @ nominal tensile Strength : longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	%	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 10	≤ 10 ≤ 10	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20
Creep after two years @ 50% stress ratio		%	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HYDRAULIC											
Permeability index normal to plane Tolerance		m/s	15x10 ⁻³ -3x10 ⁻³	7x10 ⁻³ -1x10 ⁻³	5x10 ⁻³ -2x10 ⁻³	5x10 ⁻³ -2x10 ⁻³	3x10 ⁻³ -1x10 ⁻³	3x10 ⁻³ -1x10 ⁻³	5x10 ⁻³ -2x10 ⁻³	4x10 ⁻³ -1x10 ⁻³	3x10 ⁻³ -1x10 ⁻³
PHYSICAL											
Weight	EN ISO 9904	g / m ²	~230	~400	~330	~390	~520	~805	~1010	~1360	~1800
PACKAGING											
Roll width x length	NA	m	5x300	5x300	5x300	5x300	5x300	5x200	5x200	5x100	5x100

Notes

- 1) Woven with a polyester yarn in the length direction (warp) and with polyamide or polyester yarns in the cross direction (weft), the use of high-modulus polyester multifilament yarn and a special patented weaving process (straight warp and no crimp) ensures that Stablenka® mobilises high tensile forces at low elongations.
- 2) Stablenka® high strength woven geotextiles resistant to naturally occurring soils having pH > 2 and < 10.
- 3) The information listed in this data sheet is subject to periodic review and could be changed without notice.
- 4) Stablenka® high strength woven geotextiles are manufactured according to ISO 9001 quality assurance procedures.

TYPICAL APPLICATIONS

- Reinforcement of embankments constructed on soft ground

PROPERTIES

- High tensile forces at low elongation

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Magetan, 04 Februari 1991, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara dari Bapak Hadi Purwanto dan Ibu Sri Jatun. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Kencana 1 Magetan, MIN Belotan Magetan, SLTP Negeri 1 Bendo dan SMAN Negeri 1 Maospati jurusan Ilmu Pengetahuan Alam.

Setelah lulus dari D3 Teknik Sipil ITS tahun 2013, Penulis melanjutkan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP 3113 106 021. Di Jurusan Teknik Sipil ITS ini penulis mengambil Tugas Akhir bidang studi Hidroteknik. Selain itu, penulis juga menguasai bahasa Inggris. Penulis saat ini bekerja di PDAM Surya Sembada Surabaya sebagai staff teknik. Penulis juga aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus ITS. Untuk korespondensi lebih lanjut email ke chandraekoprasetyo@gmail.com